

UNIVERSIDADE DE LISBOA
FACULDADE DE CIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA



Campanhas de Prospeção Geotécnica e Realização de Ensaios
In situ
Casos de Estudo

Ana Beatriz Neta Lourenço

Mestrado em Geologia Aplicada
Geologia de Engenharia

Relatório de Estágio orientado por:
Maria Isabel Fernandes

Agradecimento:

Esta tese foi um verdadeiro desafio, que apenas foi possível ultrapassar com o apoio de tantas pessoas e que com carinho reconheço os seus contributos para a minha vida. Mas antes não podia deixar de agradecer a oportunidade que me foi dada pela Geotest, em permitir que fizesse o estágio junto desta empresa.

Em primeiro lugar gostaria de agradecer à minha família, porque sem eles certo que isto não seria possível, de uma forma direta ou indireta, eles estavam sempre presentes, para me animar e dar ótimos conselhos quando me distraía dos estudos, com especial carinho quero salientar o papel da minha mãe desde sempre, e por ser uma lutadora e persistente nos seus sonhos, continua assim, e eu irei continuar a dar-te dores de cabeça. Aos meus irmãos, que nesta fase do mestrado tiveram tanta paciência comigo, Vasco e Joel, obrigada por tudo e por mimarem tanto a vossa maninha.

Ao meu namorado Pedro, que esteve sempre ao meu lado nesta caminhada, sempre com um sorriso para mim, mesmo quando eu ficava horas a mais no estágio, atrasando por vezes as nossas vidas, cada palavra que me acalmou quando tudo parecia estar a cair, agradeço todo o seu apoio, espero que um dia, eu possa retribuir o favor, quando for a tua vez, e eu acredito que não falta muito até lá. Obrigada por cada noite que me ias buscar ao trabalho, para eu poder descansar mais, mesmo quando estavas cansado, tu saias do teu conforto por mim, nunca me vou esquecer destes teus gestos, que tanto significam para mim e és um apoio incondicional.

Se houve pessoas que marcaram o meu percurso académico, foram de certeza os professores que tive. Eles que tantas vezes se esforçaram para que eu e os meus colegas pudéssemos ter os melhores exemplos e as melhores experiências em campo, que nos trouxessem para a realidade da vida de trabalho de um geólogo, preparando-me o melhor possível para o mundo do trabalho, dando conselhos e chamando-me à razão, quando não daria importância a certos pormenores. Recordo todos com carinho, mas há uma professora que mudou a minha visão sobre a geologia e a interação da geologia com a sociedade, que me fez perceber a importância de um geólogo na sociedade, que somos imprescindíveis a tantas áreas de trabalho, que somos mais qualificados para esclarecer sobre a geologia que outros engenheiros ou técnicos. A professora Isabel Fernandes, conseguiu mudar a minha perspetiva sobre a geologia e deu-me um propósito para trabalhar, quando estava no curso um pouco perdida sobre o rumo dos meus estudos, foi nas suas aulas que me decidi que seria na área da prospeção geotécnica que eu iria querer aprofundar os meus conhecimentos e trabalhar no futuro nesta área. Obrigada Professora!

Existem 4 raparigas que conheci durante a licenciatura em Geologia, e que hoje posso dizer que mudaram a minha vida, sem elas e sem o seu apoio esta tarefa teria sido perto de impossível. A Leonor Martins, a Filipa Brás, a Catarina Moura e a Márcia Sousa, foram excecionais desde sempre, com elas aprendi muito e cresci muito, elas foram incansáveis a defender-me e a acalmar-me. Duas delas estão na mesma fase que eu, por isso Filipa e Márcia, muita sorte para as vossas teses. As outras duas, eu desejo muita sorte e que sejam sempre felizes e que façam aquilo que vos faz mais feliz, podem contar sempre comigo, pois estiveram sempre ao meu lado. Nunca esquecerei todas as “estreias” e aventuras que me proporcionaram, guardo cada uma delas com carinho!

A empresa Geotest durante estes meses foi uma casa para mim, sempre com um ótimo ambiente entre todos os colegas, com uma energia positiva contagiante, que me fez querer fazer sempre mais e melhor. Com eles fui aprendendo e ultrapassando os desafios inerentes à vida profissional de uma geóloga recém-licenciada. Queria agradecer especialmente à Doutora Sandra Brito e à Engenheira Isa Gregório pela disponibilidade em receber-me na empresa, sendo a Doutora Sandra Brito responsável pelo meu estágio e sendo uma das orientadoras da tese.

Posso dizer que todos me ensinaram muito, a Carina que me acompanhou sempre, apresentando-me todos na empresa e foi um grande apoio em trabalhos de campo e de escritório. Recordo as idas às campanhas de monitorização desde Santarém à POAZN, os inúmeros poços descritos desde o Campo Pequeno até à Praça de Espanha, com tantas histórias e tanto que aprendi com ela. Sempre com uma palavra meiga e sempre com boa disposição no trabalho, um exemplo para mim, obrigada Carina por toda a paciência comigo.

Os desenhadores Paula e Paulo, que com toda a paciência conseguiam tornar os meus desenhos, em algo real e nítido, quando até eu duvidava, e pela sua paciência e capacidade de perceber o que vai na cabeça destes geólogos, e perceber as letras de todos na empresa, obrigada Paula.

As meninas do laboratório, em especial a dona Lúcia, que tantas vezes me ajudou com o transporte para a empresa, e já no laboratório sempre tão prestável e que me ensinou tanto sobre as técnicas laboratoriais. Ainda do laboratório, tive oportunidade de trabalhar várias vezes com a Rita, seja em laboratório ou campo, irei recordar com saudade a sua boa disposição, o seu empenho no trabalho e a sua dedicação, que vejo como um ótimo exemplo.

Queria deixar um especial agradecimento aos sondadores da empresa, que sempre foram prestáveis, gostaria de referir que o sondador Carlos Jorge Henriques, foi um exemplo de trabalhador para mim, também pela sua dedicação ao trabalho, sempre com boa disposição e com imensas histórias para contar, a ele devo também muitas boleias e por isso agradeço bastante, todos os seus conselhos e ensinamentos são valiosos, mesmo que perdidos entre tantas histórias.

Todos na Geotest foram incansáveis e peço desculpa por não nomear todos nos agradecimentos, mas todos tiveram um papel importante no meu estágio e com vocês aprendi muito.

Como prometido, desde o início do mestrado, eu quero agradecer a 3 pessoas que me ensinaram muito, Andrea, Mónica e Lidiane, tive a oportunidade de trabalhar com vocês, numa altura que estava a estudar ao mesmo tempo, e vocês viam em primeira mão o quanto isso foi difícil para mim. Quero agradecer todo o apoio que me deram e todo o carinho que tiveram para comigo. Ainda hoje me lembro de sairmos depois da meia noite, recordo todos os jantares que tivemos juntas e de todas as gargalhadas partilhadas. E obrigada por todo o apoio e por me facilitarem a vida quando saía um pouco mais cedo. Não vos esquecerei!

Por fim, mas não menos importante por isso, que agradecer ao meu grupo de amigos de Caneças. Daniel e Nuno, amigos desde crianças, amizade para uma vida. Diana sempre com um sorriso e um ótimo conselho de amiga. Rita mesmo longe, em Londres a estudar, continuas a ser uma grande amiga minha, não me esqueceria de ti. Gostaria de agradecer à minha comunidade por todo o apoio e orações, estão guardados no meu coração. Às Guias e Escuteiros da Europa, por continuarem a ensinar-me tanto e tornaram-me uma melhor pessoa, obrigada por tudo.

Todas estas pessoas e muitas mais marcaram a minha vida e o meu percurso académico, muito obrigada por tudo!

Resumo:

Este relatório foi elaborado no âmbito do estágio profissional inserido no plano curricular do Mestrado em Geologia Aplicada, lecionado na Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, cujo tema é o acompanhamento de campanhas de prospeção geotécnica e realização de ensaios *in situ*. São apresentados os objetivos de uma campanha de prospeção geotécnica seguidos de uma lista mais resumida dos ensaios *in situ* mais comuns, observados durante o estágio profissional, sendo este realizado na empresa GEOTEST-Consultores Geotécnicos e Estruturais, Lda.

Uma campanha de prospeção geotécnica é um conjunto de operações realizadas no local da futura obra, visando a determinação da natureza e características do terreno, sua disposição e acidentes geológicos com interesse para essa obra. Tem como objetivo interpretar as características geológicas e geotécnicas dos maciços (terrosos e rochosos) presentes na área de interesse. Para atingir este objetivo é necessário recorrer a ensaios de campo e de laboratório que visam determinar os parâmetros geotécnicos dos materiais.

O estágio teve a duração de 8 meses, tendo sido possível a realização de descrições e caracterizações litológicas de testemunhos de sondagens, interpretação de resultados de ensaios laboratoriais e *in situ*, auxiliar na realização de ensaios laboratoriais e interpretação dos resultados para elaboração de perfis geológicos e geotécnicos e na realização de relatórios finais para os clientes. Com o estágio houve oportunidade de materializar a importância de uma campanha geotécnica, bem organizada e estruturada, para a obtenção de bons resultados, fornecendo assim melhores respostas aos problemas apresentados pelo cliente, ganhando uma consciência sobre a interligação que existe entre todas as partes envolvidas nos trabalhos geotécnicos, desde o cliente até ao sondador ou colega responsável pela abertura de poços.

Os ensaios *in situ* observados com maior regularidade e outros que a empresa disponibiliza, são: *Standart Penetration Test* (SPT); Penetração Dinâmica (DPL, DPH e DPSH); *Piezo Cone Penetration Test* (Ensaio de penetração estático, com medição das pressões intersticiais - CPTU); Pressiómetro de “Ménard”; Molinete (*Vane Test*); Ensaio *Lefranc*; Ensaio *Lugeon* e *Slug Test*. A empresa oferece ainda uma maior variedade em ensaios de laboratório, destacando os mais recorrentes para classificações e determinação de parâmetros geotécnicos, sendo eles: Análises Granulométricas, Determinação de Limites de Consistência, Determinação do Teor em Água e Ensaios de Corte Direto.

Uma parte importante do estágio é ainda o acompanhamento de campanhas de monitorização, participando na leitura de inclinómetros, piezómetros e células de carga em alguns pontos do país, como por exemplo: Santarém, Vila Franca de Xira, Alverca e Amadora.

Palavras-chave:

Prospeção, Geologia, Geotecnia, Ensaios Laboratoriais, Ensaio *In Situ*, Monitorização, Perfis Geológico-Geotécnicos e Trabalho de campo.

Abstract:

This report was prepared within the scope of the professional internship inserted in the curriculum program of the Master's degree in Applied Geology of the Faculdade de Ciências of the Universidade de Lisboa, whose theme is the execution of geotechnical investigation campaigns and *in situ* testing. The objectives of a ground investigation campaign followed by a summarized list of the most common *in situ* trials performed during the professional internship are presented. The internship was carried out at GEOTEST-Consultores Geotécnicos e Estruturais, Lda.

A geotechnical investigation campaign is a set of operations carried out at the site of a future construction, aimed at determining the nature and characteristics of the terrain, its disposition and geological accidents with interest to the construction. Its objective is to interpret the geological and geotechnical characteristics of the ground (earth and rock masses) present in the area of interest. In order to achieve this objective, it is necessary to use field and laboratory tests so that the geotechnical parameters of the materials can be determined.

The internship lasted 8 months, having been possible to perform the descriptions and lithological characterizations of drill cores, the interpretation of results of laboratory and *in situ* tests, to assist in laboratory tests and interpretation of the results for the preparation of geological and geotechnical profiles and in the preparation of final reports for customers. With the internship there was an opportunity to materialize the importance of a geotechnical campaign, well organized and structured, to obtain good results, thus providing better answers to the problems presented by the client, gaining an awareness interconnection between all parties involved in the geotechnical work, from the client to the prober or the colleague responsible for drilling.

The most common *in situ* and other tests that the company provides are: Standart Penetration Test (SPT); Dynamic Penetration (DPL, DPH and DPSH); Piezo Cone Penetration (Test, with measuring interstitial pressures - CPTU); "Ménard" pressiometer; Molinete (Vane Test); Lefranc test; Lugeon test and Slug Test. The company also offers an even greater variety in laboratory tests, highlighting the most recurrent for the classifications of soils and determination of geotechnical parameters, which are: Grain Size Distribution, Atterberg Limits, Determination Water Content and Direct Shear Strength Tests.

An important part of the internship is the follow-up of monitoring campaigns, participating in the reading of inclinometers, piezometers and load cells in several regions of the country, such as: Santarém, Vila Franca de Xira, Alverca and Amadora.

Keywords:

Site Investigation, Geology, Geotechnics, Laboratory Tests, *In situ* Tests, Monitoring, Geological-Geotechnical Sections and Field Work.

Índice

1.	Introdução	1
2.	Objetivos de uma campanha de prospeção	2
3.	Métodos de Prospeção e Ensaios	4
3.1.	Método Direto – Poços	4
3.2.	Método Semi-direto - Sondagens.....	6
3.3.	Logs de sondagem e parâmetros de classificação.....	8
3.4.	Ensaios <i>In situ</i>	11
3.4.1.	<i>Standart Penetration Test</i> (SPT)	12
3.4.2.	Penetração Dinâmica (DPL, DPH e DPSH)	14
3.4.3.	<i>Piezo Cone Penetration Test</i> (CPTU)	17
3.4.4.	Pressiómetro de “Ménard”	22
3.4.5.	Molinete (<i>Vane Test</i>).....	26
3.4.6.	Ensaio <i>Lefranc</i>	28
3.4.7.	Ensaio <i>Lugeon</i>	31
3.4.8.	Ensaio <i>Slug Test</i>	34
3.5.	Ensaios Laboratoriais e Classificações de Solos	36
3.5.1.	Análises Granulométricas.....	37
3.5.2.	Determinação de Limites de Consistência (LL + LP).....	40
3.5.3.	Determinação do Teor em Água.....	43
3.5.4.	Determinação da Densidade das Partículas	44
3.5.5.	Ensaio de Corte Direto não drenado	46
3.5.6.	Ensaio de compactação - Proctor	49
3.5.7.	Ensaio CBR.....	51
4.	Monitorização geotécnica	54
4.1.	Plano de Instrumentação e Observação	54
4.2.	Inclinómetros	55
4.3.	Piezómetros	57
5.	Casos de Estudo	58
5.1.	Carcavelos – Estudo Geológico-Geotécnico.....	58
5.1.1.	Enquadramento Geográfico e Geológico	59
5.1.2.	Caracterização Geotécnica	60
5.1.3.	Resultados Obtidos	62
5.2.	Vila Franca De Xira – Estudo Geológico-Geotécnico e Campanha de Monitorização	63
5.2.1.	Enquadramento Geográfico e Geológico	64

5.2.2.	Caracterização Geotécnica	66
5.2.3.	Resultados Obtidos	66
5.2.4.	Campanha de Monitorização	67
6.	Considerações finais.....	69
7.	Bibliografia.....	70
8.	Webgrafia	73
Anexos.....		74
Anexo I – Boletins de poços.....		74
Anexo II – Boletim de sondagem		75
Anexo III – Boletins de ensaios Penetração Dinâmica (DPL e DPSH)		76
Anexo IV – Boletim de Ensaio de penetração estático (CPTU)		78
Anexo V – Boletim de ensaio Pressiómetro “Ménard”		81
Anexo VI – Boletim de ensaio Molinete (<i>Vane Test</i>).....		84
Anexo VII – Boletim de ensaio <i>Lefranc</i>		86
Anexo VIII – Critérios de análise dos ensaios <i>Lugeon</i>		87
Anexo IX – Boletim de ensaio pelo método <i>Slug Test</i>		89
Anexo XI – Classificações de Solos		90
Anexo XII – Boletim da análise Granulométrica por Peneiração Húmida		92
Anexo XIII – Boletins da análise Granulométrica por Peneiração e Sedimentação		93
Anexo XIV – Boletim da determinação dos Limites de Consistência		95
Anexo XV – Boletim de ensaio de compactação - Proctor		96
Anexo XVI – Boletins de ensaio CBR		97
Anexo XVII - Planta de Localização - Carcavelos		99
Anexo XVIII - Perfis geológico-geotécnicos - Carcavelos.....		100
Anexo XIX - Planta de Localização – Vila Franca de Xira		103
Anexo XX - Perfis geológico-geotécnicos – Vila Franca de Xira		104

Lista de Figuras

Figura 1.1: Tipos de ensaios de laboratório que podem ser realizados na Geotest, Lda.	1
Figura 3.1.1: Poço de prospeção, aberto com retroescavadora, numa obra em Carcavelos (Geotest, Lda.).....	4
Figura 3.1.2: Poços de inspeção manual (esquerda) numa obra no Campo Pequeno e com retroescavadora (direita) numa obra em Setúbal (Geotest, Lda.).....	5
Figura 3.1.3: Exemplo de equipamento para a escavação manual (esquerda), numa obra no Campo Pequeno e retroescavadora (direita) a abrir um poço numa obra em Alcântara (Geotest, Lda.).....	5
Figura 3.2.1: Sonda hidráulica OXIDRILL (OG 150) e Sonda hidráulica APAGEO (APAFOR 330) capacitadas para furação à rotary ou à rotação (Geotest, Lda.).....	6
Figura 3.2.2: Peças de corte para o método de furação à rotary (Geotest, Lda.).....	7
Figura 3.2.3: Peças de corte para o método de furação à rotação, de tungsténio à esquerda e de diamante à direita (Geotest, Lda.).....	7
Figura 3.2.4: Esquema simplificado do amostrador de parede dupla, para o método de furação à rotação (esquerda). Conjunto de varas para furação, com dois tubos para ligar ao amostrador (direita) (Geotest, Lda.).....	8
Figura 3.3.1: Esquema para a determinação da Percentagem de Recuperação (1) e do RQD (2) - Rock Quality Designation.	10
Figura 3.4.1: Amostrador em meias canas do ensaio SPT aberto e com amostra de solo no seu interior (Geotest, Lda.).....	12
Figura 3.4.2: Equipamentos para realizar o ensaio SPT associados às sondas hidráulicas da marca OXIDRILL (esquerda) e APAGEO (direita) (Geotest, Lda.).....	13
Figura 3.4.3: Caixa da sondagem com os copos de amostras recolhidas e resultados dos ensaios SPT de uma obra no Seixal (Geotest, Lda.).....	13
Figura 3.4.4: Equipamento para o ensaio de Penetração Dinâmica (PDL) (Geotest, Lda.).....	14
Figura 3.4.5: Esquema do equipamento DPL, com detalhes da ponteira (adaptado de Filho, 2010). ...	15
Figura 3.4.6: Equipamento DPL com hastes e pilão, numa obra no Rato, Lisboa e ensaio em execução numa obra no Restelo, Lisboa (Geotest, Lda.).....	15
Figura 3.4.7: Piezocone completo (1) e desmontado à direita, destacando a ponteira e o anel poroso (2) que permite a circulação de água até aos sensores do equipamento (3) (Geotest, Lda.).....	17
Figura 3.4.8: Esquema do piezocone (Fernando, 2014) e esquema com as posições na superfície do piezocone, para a medição da pressão neutra, (a) ponta, (b) base do cone e (c) luva, acima da manga de atrito.....	17
Figura 3.4.9: Classificação de solos com base no ensaio CPTU, apresentado em Robertson (1990)....	20
Figura 3.4.10: Exemplo de resultados de um ensaio CPTU (Schnaid, 2000).....	20
Figura 3.4.11: Unidade de controlo de pressão e volume (CPV), numa obra em Alverca em 2014 (Geotest, Lda.).....	22
Figura 3.4.12: Curva pressiométrica onde o ponto A indica o início do comportamento pseudo-elástico, o ponto B indica o início do comportamento plástico e ponto C (Cestari, 1990).	24
Figura 3.4.13: Ensaio de molinete, vane test (Mazariegos, 1993).	26
Figura 3.4.14: Esquema do ensaio com lanterna acima (a) e abaixo (b) do N.A.....	29
Figura 3.4.15: Configuração do ensaio Lugeon (Quinones-Rozo, 2010).....	31
Figura 3.4.16: Teste ao obturador, utilizado no ensaio tipo Lugeon, numa obra em Lisboa, 2019.	31
Figura 3.4.17: Equipamento necessário para a realização do ensaio Lugeon (Geotest, Lda.).....	32
Figura 3.4.18: Interpretação do ensaio Lugeon num gráfico variação de fluxo vs pressão.....	33
Figura 3.4.19: Esquema da execução do método Slug Test com a descida (a) e subida (b) do "slug" (Sanders, 1998).....	34
Figura 3.4.20: Equipamento (DIVER) utilizado no ensaio Slug Test.....	34

Figura 3.4.21: Curva de ajustamento do método de Hvorsley para interpretação do ensaio Slug Test, com a determinação do coeficiente de permeabilidade (k).	35
Figura 3.5.1: Série de peneiros para a análise granulométrica (Geotest, Lda.).	37
Figura 3.5.2: Processo de lavagem do material, com recurso ao peneiro nº 200 (0,074 mm) (Geotest, Lda.).	38
Figura 3.5.3: Equipamento para a preparação da amostra, e realização do ensaio para a análise granulométrica por sedimentação (Geotest, Lda.).	39
Figura 3.5.4: Representação da Concha de Casagrande e do riscador (Fonte: NP 143, LNEC, Janeiro 1971).	40
Figura 3.5.5: Etapas para a realização do ensaio para a determinação do limite de liquidez (Geotest, Lda.).	41
Figura 3.5.6: Etapas para a realização do ensaio para a determinação do limite de plasticidade (Geotest, Lda.).	41
Figura 3.5.7: Estufa com 3 provetes para secagem (Geotest, Lda.).	43
Figura 3.5.8: Boletim para a determinação do teor de água (Geotest, Lda.).	43
Figura 3.5.9: Etapas para a realização do ensaio para a determinação da densidade das partículas (Geotest, Lda.).	44
Figura 3.5.10: Critério de Mohr-Coulomb.	46
Figura 3.5.11: Equipamento para o ensaio de corte direto, com pormenor para o provete durante o ensaio.	46
Figura 3.5.12: Esquema do equipamento para o ensaio de corte direto.	47
Figura 3.5.13: Amostras indeformadas na câmara húmida (esquerda) e preparação/moldagem do provete (direita) (Geotest, Lda.).	47
Figura 3.5.14: Gráfico tensão-deformação com os resultados do Ensaio de Corte Direto, não drenado (CU), sobre uma amostra indeformada de solo, de uma obra na Praça de Espanha, segundo a norma UNE 103401-98 (Geotest, Lda.).	48
Figura 3.5.15: Gráfico tensão de corte-tensão normal, com o resultado do Ensaio de Corte Direto, não drenado (CU), sobre uma amostra indeformada de solo, de uma obra na Praça de Espanha, segundo a norma UNE 103401-98 (Geotest, Lda.).	48
Figura 3.5.16: Equipamento Proctor e um ensaio a decorrer com molde pequeno (Geotest, Lda.).	49
Figura 3.5.17: Molde pequeno (esquerda) e molde grande (direita) para o ensaio Proctor (Geotest, Lda.).	49
Figura 3.5.18: Equipamento para a aplicação das pancadas (Geotest, Lda.).	51
Figura 3.5.19: Moldes com solo, para o ensaio CBR, dentro do tanque para se proceder à saturação (Geotest, Lda.).	52
Figura 3.5.20: Correção de curvas força-penetração (LNEC E-198).	52
Figura 4.2.1: Inclínometro (Geotest, Lda.).	55
Figura 4.2.2: Esquema com a orientação das calhas (guias ao sensor) e os eixos de leitura (Cemitério de Vila Franca De Xira. Geotest, Lda.).	56
Figura 4.2.3: Cálculo do deslocamento lateral.	56
Figura 4.3.1: Sonda para leitura do nível de água (N.A.) e a abertura e topo de um piezómetro numa obra no Campo Pequeno, Lisboa (Geotest, Lda.).	57
Figura 5.1.1: Localização aproximada dos trabalhos realizados, Carcavelos (Google Earth).	58
Figura 5.1.2: Localização geral da área em estudo, Carcavelos (Google Earth).	60
Figura 5.1.3: Localização da área em estudo num extrato da Carta Geológica de Portugal, Folha 34-C (Cascais), à escala 1:50 000, publicada pelos S.G.P. (s/ escala).	60
Figura 5.2.1: Localização aproximada dos trabalhos realizados, Vila Franca de Xira (Google Earth).	63
Figura 5.2.2: Localização geral da área em estudo, Vila Franca de Xira (Google Earth).	64
Figura 5.2.3: Localização da área em estudo, Cemitério de Vila Franca de Xira (Google Earth).	65

Figura 5.2.4: Localização do Cemitério de Vila Franca de Xira num extrato da Carta Geológica de Portugal, Folha 30-D (Alenquer), publicada pelos S.G.P. (sem escala).	65
Figura 5.2.5: Evolução do deslocamento acumulado (EIXO A), I2 - V.F. Xira.	68
Figura 5.2.6: Evolução dos valores de Nível de Água (m), PZ1 - V.F. Xira.....	68
Figura 0.1 Boletim com resultados do ensaio Slug Test realizado em Lisboa, 2019 (Brownfield Engineerin).	89

Lista de Tabelas

Tabela 2.1: Objetivos de cada fase de projeto e estudos e/ou investigações geológico-geotécnicas a realizar (adaptado de Vallejo et al. 2002).	2
Tabela 3.3.1: Classificação dos maciços, em função grau de alteração (adaptado de ISRM, 2007).	9
Tabela 3.3.2: Classificação dos maciços, em função do espaçamento das descontinuidades - grau de fracturação (adaptado de ISRM, 2007).	9
Tabela 3.3.3: Classificação do maciço rochoso segundo a percentagem de recuperação (Deere, 1989). 9	
Tabela 3.3.4: Rock Quality Designation (Deere, 1989).	10
Tabela 3.4.1: Sumário dos ensaios in situ relacionados com os parâmetros geotécnicos.	11
Tabela 3.4.2: Correlação entre NSPT e o Índice de Compacidade, solos granulares (Terzaghi e Peck, 1948).	12
Tabela 3.4.3: Correlação entre NSPT e a Resistência à Compressão Simples, solos argilosos (Terzaghi e Peck, 1967).	12
Tabela 3.4.4: Tipos de Ensaios de Penetração Dinâmica e suas características.	14
Tabela 3.4.5: Principais Causas de Erros e os Efeitos nos ensaios CPTU (Kulhawy & Mayne, 1990). ..	21
Tabela 3.4.6: Valores de permeabilidade consoante a granulometria dos solos.	29
Tabela 3.5.1: N° do peneiro (U.S.A.) e abertura da malha.	37
Tabela 3.5.2: Discriminação das frações granulométricas para apresentação dos resultados, segundo a norma LNEC E-239.	38
Tabela 3.5.3: Discriminação das frações granulométricas para apresentação dos resultados, segundo a norma LNEC E-196.	39
Tabela 3.5.4: Densidade da água e do fator k (NP 83 - 1965).	45
Tabela 3.5.5: Valores normalizados para a curva força-penetração do provete padrão (LNEC E-198).	53
Tabela 4.1.1: Níveis de alerta para a tomada de decisões (Rocha, 2014).	55
Tabela 5.2.1: Tubos inclinométricos, profundidades dos tubos e datas de leituras – V.F. Xira.	67
Tabela 5.2.2: Níveis de água medidos em profundidade - V.F. Xira.	67

Lista de Abreviaturas e Símbolos

fs	Atrito lateral
H	Altura de queda;
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do solo
CPT	Cone Penetration Test
CPTU	Piezo Cone Penetration Test
ν	Coefficiente de Poisson (0,33)
DPH	Penetração Dinâmica Pesada
DPL	Penetração Dinâmica Ligeira
DPSH	Penetração Dinâmica Super – Pesada
e	Espessura do segmento de haste cravada = 0,10m;
OCR	Grau de sobreconsolidação
K	Constante que varia entre 0,2 e 0,5
°	Graus
kg	Quilograma
kPa	Quilo pascal
M	Massa do peso batente
MPa	Mega pascais
m	Metro(s)
E	Módulo de deformabilidade
EM	Módulo Pressiométrico de Ménard
G	Módulo de cisalhamento
min	Minuto(s)
N	Número de golpes necessários para cravar 0,10m de profundidade de haste
n	Número de hastes utilizadas (n = 1, 2, 3, 4,..., n)
p	Peso da haste de 1,00m
P	Peso total do penetrômetro
Δp	Incremento de Pressão
(p0, v0)	Pressão inicial e volume inicial
(pf, vf)	Pressão de Fluência e Volume de Fluência
(pL, vL)	Pressão Limite e Volume Limite
P_{atm}	Pressão atmosférica
p_1	Pressão inicial do trecho pseudo-elástico
p_2	Pressão final do trecho pseudo-elástico
pL	Pressão Limite
q_t	Resistência de ponta corrigida
qc	Resistência de ponta
Q_t	Resistência de ponta de um conte CPT ou CPTU normalizada
R_D	Resistência à rutura dinâmica
Rf	Razão de Atrito
S	Seção da ponteira
σ'_p	Tensão de pré-consolidação
σ'_{v0}	Tensão vertical efetiva
σ_{v0}	Tensão vertical total
V_1	Volume inicial
V_2	Volume final

V_e	Volume da sonda
V30	Leitura do volume aos 30 segundos
V60	Leitura do volume aos 60 segundos
v_i	Volume inicial do trecho pseudo-elástico
v_L	Volume limite
v_s	Volume inicial da célula central

1. Introdução

O presente relatório compreende um conjunto de ensaios observados no decorrer do estágio, tanto ensaios *in situ*, como ensaios laboratoriais. É apresentado o resumo dos trabalhos realizados, especificamente, sobre dois casos de estudo que foram considerados como os mais significativos em relação ao trabalho realizado ao longo do estágio, correspondendo a campanhas de prospeção já concluídas.

A empresa responsável pelo estágio, GEOTEST-Consultores Geotécnicos e Estruturais, Lda. fundada em 1979, conta já com uma extensa experiência nas áreas de Geotecnia e Geologia. É uma empresa qualificada pelo LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) e tem 5 (cinco) principais setores: Estudos e Projetos; Prospeção Geotécnica e Ambiental *In situ*; Laboratório e Controlo de Qualidade; Instrumentação Geotécnica e Observação; Fiscalização, Coordenação e Gestão de Empreitadas.

Os ensaios *in situ* disponibilizados pela empresa, são:

- **Standart Penetration Test (SPT)** para a determinação da resistência à penetração;
- **Penetração Dinâmica (DPL, DPH e DPSH)** para a medição da resistência dinâmica de ponta e obtenção de perfis contínuos de resistência (verticais);
- **Ensaio de penetração estático, com medição da pressão intersticial (CPTU)** que permite a medição da pressão neutra e da resistência à penetração estática.
- **Pressiómetro de “Ménard”** para obter valores da tensão horizontal, da rigidez e da resistência do terreno;
- **Molinete (Vane Test)** com o objetivo de determinar a resistência ao corte não drenado de terrenos coesivos brandos;
- **Ensaio de permeabilidade pontual** para determinar a permeabilidade de maciços terrosos (do tipo *Lefranc* e *Slug Test*);
- **Ensaio Lugeon** que permite determinar a permeabilidade de maciços rochosos;
- **Slug Test** indicado para o cálculo da condutividade hidráulica dos terrenos.

Existe ainda uma grande variedade de ensaios de laboratoriais, sendo que serão descritos apenas os mais comuns (Figura 1.1).

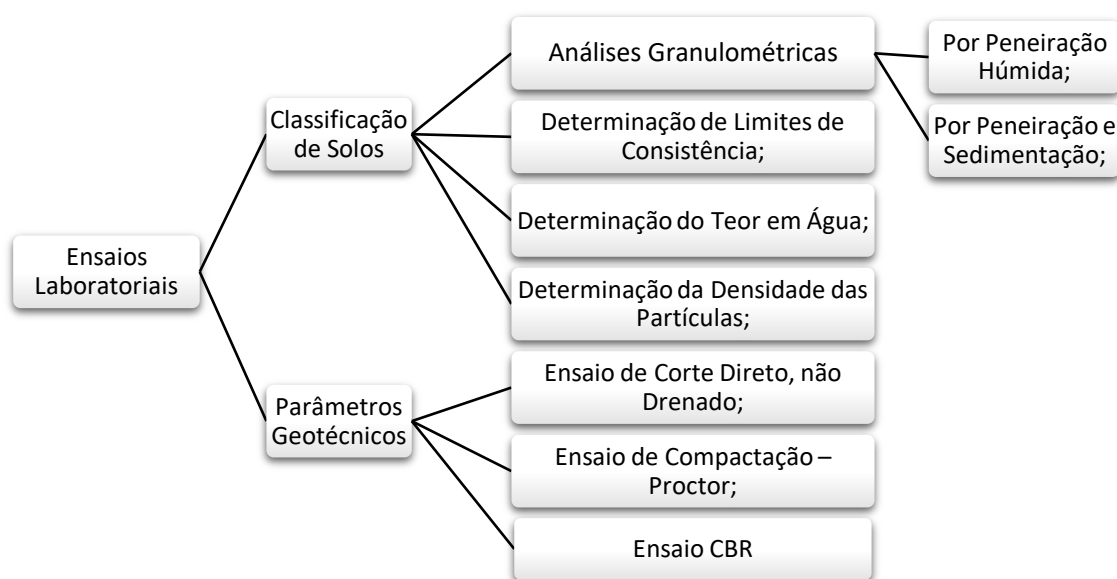


Figura 1.1: Tipos de ensaios de laboratório que podem ser realizados na Geotest, Lda.

2. Objetivos de uma campanha de prospeção

O objetivo geral das campanhas de prospeção geotécnica é conhecer e quantificar as condições do terreno que podem afetar a viabilidade, projeto e construção de uma determinada obra. Em função da dimensão e da natureza do projeto, o estudo geológico-geotécnico e a investigação devem atingir os seguintes objetivos: estabelecer a viabilidade do local ou a sua localização em função das condições geológico-geotécnicas e ambientais; selecionar a localização e os traçados mais favoráveis tendo em conta as condições existentes; identificar os problemas de instabilidade do terreno e os riscos geológicos; determinar as propriedades geotécnicas necessárias para o projeto e construção das estruturas esperadas para cada obra (Vallejo et al. 2002).

Assim, para cumprir estes objetivos é necessário aplicar diferentes métodos de prospeção, proceder à realização de ensaios, *in situ* e/ou de laboratório, e eventualmente utilizar métodos de instrumentação/monitorização, de forma a determinar os parâmetros geotécnicos do terreno, ou seja, determinar os valores que possam ser utilizados para o dimensionamento de estruturas geotécnicas (como por exemplo: fundações ou contenções).

O acompanhamento engloba deslocações a obras e trabalhos em gabinete. Para além do acompanhamento da realização da prospeção e dos ensaios, o geólogo tem também a seu cargo a descrição/caracterização das sondagens, que engloba a classificação geológica e a determinação de parâmetros (tal como: RQD, Percentagem de Recuperação, Grau de Fracturação, Grau de Alteração, Posição do Nível Freático, resultados de ensaios SPT e outros ensaios *in situ*), com o objetivo de conceber o modelo geológico-geotécnico, estabelecer o zonamento geotécnico e esboçar perfis geológico-geotécnicos interpretativos a partir dos logs de sondagens e outros registos/resultados de ensaios.

Os métodos utilizados na caracterização dos terrenos de uma perspetiva geotécnica são selecionados tendo em vista a fase de estudo, as dimensões e características da obra e a finalidade a que se destina, nomeadamente a utilização que será dada ao terreno e as solicitações que lhe poderão ser colocadas. Assim, é importante referir as diversas fases existentes num projeto de engenharia, e qual a importância e o contributo dado pela geologia de engenharia (Tabela 2.1).

Tabela 2.1: Objetivos de cada fase de projeto e estudos e/ou investigações geológico-geotécnicas a realizar (adaptado de Vallejo et al. 2002).

Fases de projeto	Objetivos	Estudo Geológico e Geotécnico
Estudo Prévio e de Viabilidade	<ul style="list-style-type: none"> - Viabilidade da obra; - Identificação dos riscos geológicos; - Condições geológicas e geotécnicas gerais; 	<ul style="list-style-type: none"> - Reconhecimento de superfície; - Seleção de locais alternativos; - Proposta de programa de trabalhos a realizar; - Relatório preliminar.
Anteprojeto	Seleção da localização e traçados; <ul style="list-style-type: none"> - Classificação geotécnica dos materiais; - Soluções geotécnicas aproximadas; 	<ul style="list-style-type: none"> - Campanha de prospeção e ensaios (iniciada pela utilização de métodos expeditos de prospeção); - Primeiro zonamento geotécnico do maciço; - Escolha definitiva da solução a adotar; - Pré-dimensionamento; - Relatório.
Projeto	<ul style="list-style-type: none"> - Parâmetros geotécnicos para o projeto (estruturas, fundações, escavações, contenção periférica, etc...); - Caracterização geotécnica pormenorizada; 	<ul style="list-style-type: none"> - Campanha complementar de prospeção e ensaios; - Pormenorização do zonamento geotécnico. - Parâmetros de cálculo de estabilidade das estruturas; - Relatório.
Construção	<ul style="list-style-type: none"> - Controlo geotécnico e instrumentação; - Verificação e adaptação do projeto; 	<ul style="list-style-type: none"> - Acompanhamento da obra; - Cartografia das superfícies escavadas; - Relatório final.
Exploração	<ul style="list-style-type: none"> - Controlo da resposta terreno-estrutura; - Monitorização; 	<ul style="list-style-type: none"> - Colaboração na interpretação dos resultados da observação.

Na elaboração de um programa de prospeção geotécnica é necessário considerar as várias fases de projeto, que são flexíveis em função do tipo de obra e do conhecimento prévio do local a estudar. O programa consiste na escolha e definição dos vários métodos e ensaios que se considerem pertinentes para a obtenção dos resultados necessários às questões colocadas pela obra de engenharia. Os métodos a aplicar podem ser diretos, semidirectos e indirectos.

Os métodos diretos permitem a observação dos terrenos e materiais de interesse sem ser necessário recorrer a equipamentos específicos de prospeção geotécnica, existindo a abertura de poços, valas, galerias. Os métodos semidirectos, recorrem a equipamentos específicos como sondas hidráulicas para a abertura de furos de sondagem que permitem retirar amostras e a realização de alguns ensaios *in situ*. Por sua vez, os métodos indirectos, permitem o estudo dos terrenos sem a realização de trabalhos de furação ou escavação, envolvem grandes dimensões de terreno, recorrem a equipamentos geofísicos, que emitem sinais e a sua receção dará informações sobre as características do terreno, permitindo inferir algumas conclusões sobre os materiais que compõem o maciço, sem interferir fisicamente com o mesmo.

O programa de prospeção inicia-se, de uma forma geral, com a recolha bibliográfica da informação disponível sobre o local, assim como o reconhecimento superficial do terreno e zonas envolventes. Desta forma é possível planear e quantificar, de uma forma estruturada, quais os métodos e ensaios mais adequados para cada área de intervenção e em função do tipo e características da obra a realizar.

3. Métodos de Prospeção e Ensaaios

3.1. Método Direto – Poços

Os métodos diretos permitem o reconhecimento, acesso e observação direta dos terrenos *in situ*, não sendo necessário recorrer a equipamentos de prospeção específicos para o conseguir. A observação é feita após a escavação manual ou mecânica. Os três principais métodos diretos são: poços, valas/trincheiras e galerias. Neste relatório são abordados apenas os poços, visto terem sido utilizados em diversos trabalhos realizados durante o período do estágio.



Figura 3.1.1: Poço de prospeção, aberto com retroescavadora, numa obra em Carcavelos (Geotest, Lda.).

Os poços são um método de reconhecimento a que se recorre quando existe uma baixa exigência geotécnica ou quando se pretende intersestar algum tipo de estrutura/infraestrutura a pequena profundidade, como por exemplo as fundações de paredes e/ou pilares existentes. É realizado mediante a escavação do terreno à superfície, apresentando uma forma tendencialmente de secção quadrada ou retangular.

Existem poços de inspeção e poços de prospeção cuja diferença é baseada na sua finalidade, ou seja, os poços de inspeção (Figura 3.1.2) têm o propósito de avaliar as fundações de pilares e paredes dos edifícios, eventuais estruturas enterradas, como por exemplo condutas, para além dos materiais que estes intersectam, enquanto os poços de prospeção (Figura 3.1.1) visam caracterizar os solos ocorrentes nos locais investigados para uma obra de engenharia, não envolvendo a componente de avaliação das fundações ou infraestruturas enterradas existentes.



Figura 3.1.2: Poços de inspeção manual (esquerda) numa obra no Campo Pequeno e com retroescavadora (direita) numa obra em Setúbal (Geotest, Lda.).

Os meios de escavação (Figura 3.1.3) podem ser manuais, utilizando pás ou abre-valas, ou mecânicos, recorrendo a martelos pneumáticos ou equipamentos do tipo escavadoras. A profundidade máxima dos poços realizados manualmente e sem entivação é aproximadamente 2,00 m, enquanto no caso dos poços de prospeção realizados com recurso a retroescavadora ronda os 4,00 m. Os poços são preferencialmente realizados em terrenos constituídos por solos e/ou rochas brandas.



Figura 3.1.3: Exemplo de equipamento para a escavação manual (esquerda), numa obra no Campo Pequeno e retroescavadora (direita) a abrir um poço numa obra em Alcântara (Geotest, Lda.).

Através da abertura de poços, é possível fazer a observação direta do terreno em profundidade, permitindo caracterizar litologicamente o mesmo e as possíveis camadas intersetadas, bem como identificar elementos de fundação ou infraestruturas existentes e caracterizá-las. Permite também a recolha de amostras para ensaios laboratoriais (podendo garantir maiores volumes de colheita), e complementar a caracterização das condições geotécnicas do terreno mediante a realização de ensaios *in situ* na base do poço, como é o caso do ensaio de penetração dinâmica ligeira (PDL), descrito no capítulo 3.4.2. Toda a informação recolhida é depois colocada em boletins (Logs), cujos exemplos são apresentados no Anexo I – Boletins de poços.

3.2.Método Semi-direto - Sondagens

A sondagem é uma operação de prospeção semi-direta do subsolo. Consiste na abertura de furos de pequeno diâmetro executados, normalmente, a partir da superfície ou em poços de fiscalização/inspeção, de pequena profundidade. Na Figura 3.2.1 são apresentadas as duas sondas hidráulicas que atualmente se encontram em funcionamento na empresa. As sondagens desempenham um papel importante em prospeção geotécnica, pois permitem a observação dos materiais maciços que ocorrem a profundidades elevadas e que não são possíveis de atingir facilmente através dos métodos diretos.

Permitem ainda a recolha de amostras que, possibilitam a realização de ensaios laboratoriais, assim como a realização de ensaios *in situ*. A definição da profundidade máxima e do método de furação depende do tipo e dimensão da obra, das características do maciço (Vallejo et al. 2002), do equipamento disponível e da acessibilidade no terreno. Existem dois métodos principais de furação, *rotary* e rotação, cada um com características distintas.



Figura 3.2.1: Sonda hidráulica OXIDRILL (OG 150) e Sonda hidráulica APAGEO (APAFOR 330) capacitadas para furação à rotary ou à rotação (Geotest, Lda.).

A furação destrutiva pelo método *rotary* é principalmente usada em maciços terrosos (solos) ou em rochas brandas. As peças de corte mais usadas são as trialetas e os tricones (Figura 3.2.2), sendo que juntamente com a sua rotação e a pressão que a máquina lhe aplica, permite o avanço da furação. Durante a furação é utilizada também água para facilitar a limpeza do fundo do furo de sondagem e é essencial para o arrefecimento das peças de corte. É ainda possível adicionar aditivos que irão ajudar a sustentar as paredes do furo, pois o aditivo aumenta a viscosidade do líquido durante a furação.

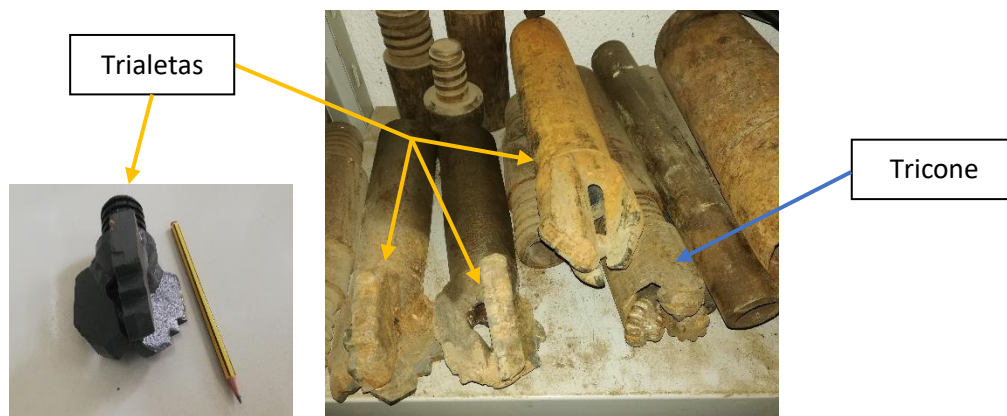


Figura 3.2.2: Peças de corte para o método de furação à rotary (Geotest, Lda.).

Outra forma de sustentar o furo de sondagem é a aplicação de revestimentos, que consistem em tubos ocos, com uma peça de corte na ponta que irão avançando à medida que a furação progride e podem restringir-se às zonas onde existam materiais com menor coesão e mais propícios a desmoronar (colapso). Visto que se trata de um método destrutivo de furação, a recolha de amostra é nula, exceto se estiverem associados ensaios de penetração dinâmica (SPT) que permitem a colheita de amostra através do seu amostrador normalizado em meias canas.

O método de furação à rotação é utilizado normalmente em terrenos onde a furação à *rotary* não é eficaz, ou seja, é utilizado em materiais mais resistentes (maciços rochosos) ou quando a recolha contínua de amostra é importante. A peça de corte utilizada é uma coroa oca que pode ser revestida por partículas de tungsténio ou diamantadas (Figura 3.2.3). O avanço da furação ocorre com a rotação da coroa, desagregando e desgastando as partículas do maciço.



Figura 3.2.3: Peças de corte para o método de furação à rotação, de tungsténio à esquerda e de diamante à direita (Geotest, Lda.).

Neste método de furação também é utilizada água, injetada pelo interior das varas, para arrefecer a coroa e remover os detritos gerados pela furação. Como não se trata de um método destrutivo, como o descrito anteriormente, este permite a recolha contínua de amostras, utilizando um amostrador de parede dupla (Figura 3.2.4), que permite conservar a carote no seu interior enquanto a rotação ocorre, não causando fricção com a rotação dos tubos externos. A circulação de água é feita maioritariamente entre as duas paredes dos tubos.

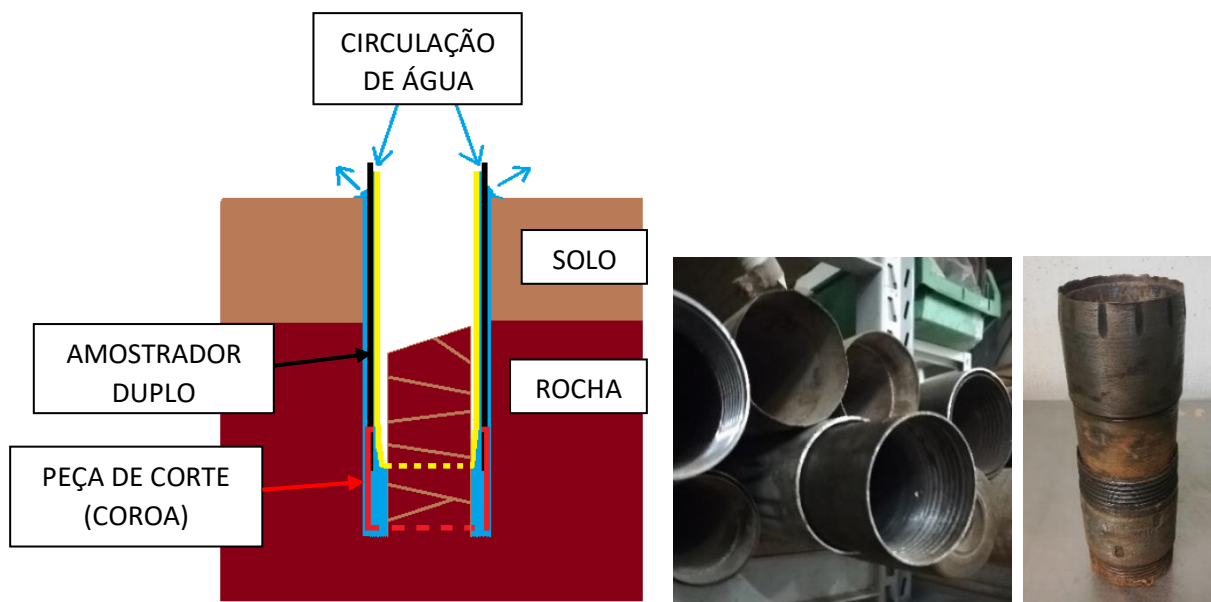


Figura 3.2.4: Esquema simplificado do amostrador de parede dupla, para o método de furação à rotação (esquerda). Conjunto de varas para furação, com dois tubos para ligar ao amostrador (direita) (Geotest, Lda.).

3.3.Logs de sondagem e parâmetros de classificação

Os logs de sondagem são representações dos resultados das sondagens que contêm informação relativamente à litologia, com a devida simbologia e descrição, os resultados dos ensaios SPT, o posicionamento do nível freático, graus de alteração e fracturação do maciço rochoso, a percentagem de recuperação e o índice *Rock Quality Designation* (RQD) (Vallejo et al., 2002), a apresentação das profundidades a que foram recolhidas amostras remexidas ou indeformadas e/ou onde foram executados outros tipo de ensaios *in situ*, e outros aspetos característicos, como a sequência estratigráfica e o zonamento geotécnico.

Para além destes parâmetros, é importante referir as informações sobre a obra, como o Cliente, a localização, o nome ou número da obra, os diâmetros de furação e revestimento e os dados topográficos, caso tenham sido efetuados trabalhos de levantamento topográfico específicos para a obra. No Anexo II – Boletim de sondagem, é apresentado o cabeçalho de um boletim de sondagem com os detalhes referidos anteriormente.

Através do método de furação à rotação é possível obter uma amostragem contínua e basear as descrições visuais nessa recuperação. A descrição visual no caso do material rochoso requer a análise de parâmetros específicos, como por exemplo o RQD (*Rock Quality Designation*), o grau de alteração e o grau de fracturação.

O grau de alteração é um parâmetro de caracterização geológica que define vários níveis de alteração. A classificação mais utilizada foi desenvolvida pela SIMR (Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas) e está incluída no BGD (Basic Geotechnical Description of Rock Masses) (ISRM, 2007). Esta classificação distingue 5 estados de alteração – W1, W2, W3, W4 e W5 –, em que W1 representa a rocha sã, sem sinais de alteração, e W5 representa a rocha muito alterada e completamente friável.

Tabela 3.3.1: Classificação dos maciços, em função grau de alteração (adaptado de ISRM, 2007).

Grau de Alteração	Nomenclatura		
Sã ou ligeiramente alterada	W ₁	W ₁₋₂	Sem sinais de alteração da matriz rochosa
Ligeiramente Alterada	W ₂		Alterações na cor original da matriz rochosa
Moderadamente Alterada	W ₃	W ₄	Menos de metade do material decomposto em solos
Muito Alterada	W ₄	W ₄₋₅	Mais de metade do material decomposto em solos
Completamente Alterada	W ₅		Todo o material decomposto e/ou desagregado em solo

O grau de fracturação é um parâmetro de caracterização estrutural que considera o espaçamento entre fraturas. A classificação mais utilizada foi desenvolvida pela SIMR (Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas) e está incluída no BGD (Basic Geotechnical Description of Rock Masses) (ISRM, 2007). Esta classificação distingue 5 níveis de espaçamento entre fraturas – F1, F2, F3, F4 e F5 – em que F1 representa espaçamentos superiores a 2,00 m e F5 representa espaçamentos entre fraturas inferiores a 0,06 m.

Tabela 3.3.2: Classificação dos maciços, em função do espaçamento das descontinuidades - grau de fracturação (adaptado de ISRM, 2007).

Intervalos (cm)	Simbologia		Designações	
> 200	F ₁	F ₁₋₂	Muito Afastadas	Afastadas
60 – 200	F ₂		Afastadas	
20 – 60	F ₃		Medianamente afastadas	
6 – 20	F ₄	F ₄₋₅	Próximas	Próximas
< 6	F ₅		Muito Próximas	

A percentagem de recuperação é um parâmetro quantitativo que reflete o estado de alteração de um maciço consoante a percentagem de material recuperado numa sondagem (Figura 3.3.1 (1)). Define 3 níveis de alteração, segundo Lima & Menezes (2012): maciço pouco alterado quando a percentagem de material recuperado é superior a 80%; maciço medianamente alterado quando a percentagem de recuperação se situa entre os 50 e 80% e maciço muito alterado quando a percentagem é inferior a 50%. A percentagem de recuperação também depende de fatores extrínsecos à qualidade do maciço como o equipamento de furação, a competência do operador, as características da rocha e o manuseamento das carotes.

Tabela 3.3.3: Classificação do maciço rochoso segundo a percentagem de recuperação (Deere, 1989).

Intervalo	Descrição
REC > 80 %	Maciço pouco alterado, de boa qualidade
80 % > REC > 50 %	Maciço medianamente alterado
REC < 50%	Maciço muito alterado, de má qualidade

Associado à percentagem de recuperação, o *Rock Quality Designation* (RQD) é um parâmetro quantitativo, desenvolvido por Deere (1989), que permite avaliar o estado de alteração e fraturação consoante a percentagem de material com determinadas características que é recuperado durante a execução da sondagem.

Este parâmetro obtém-se pelo quociente da soma dos comprimentos dos fragmentos da carote com dimensão igual ou superior a 0,10 m (segundo o eixo central) sobre o comprimento total furado nessa manobra, multiplicado por 100 (Figura 3.3.1 (2)). Tendo em conta os valores obtidos, classifica-se a amostra numa de 5 classes, variando desde muito fraca qualidade, com RQD entre 0 e 25%, a excelente qualidade do maciço, com RQD entre 90 e 100% (Vallejo. et al., 2002).

Tabela 3.3.4: Rock Quality Designation (Deere, 1989).

RQD (%)	Qualidade do maciço rochoso
0 - 25	Muito fraco
25 - 50	Fraco
50 - 75	Razoável
75 - 90	Bom
90 - 100	Excelente

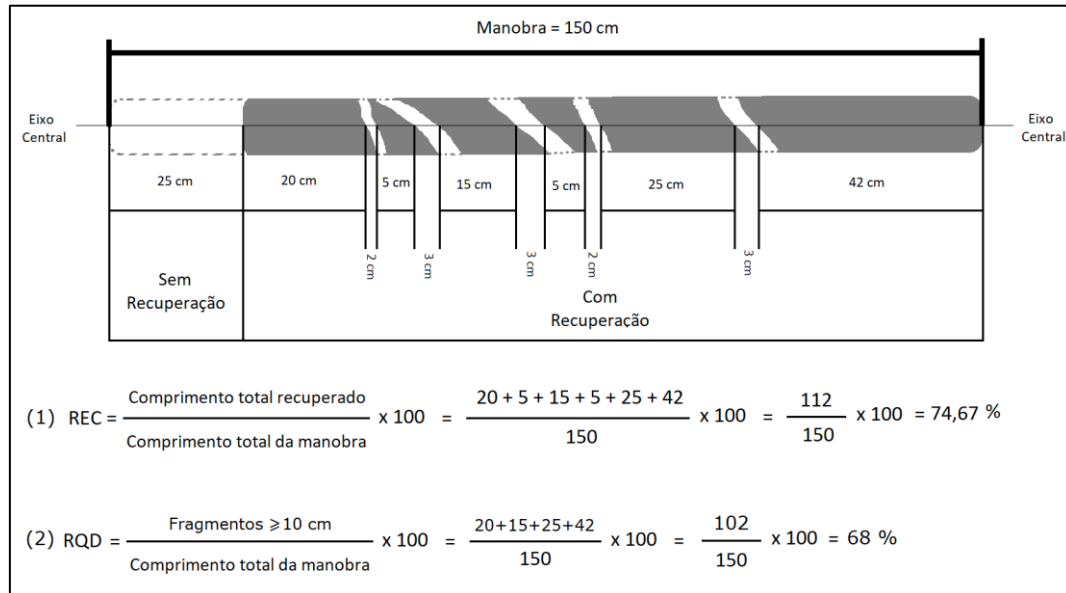


Figura 3.3.1: Esquema para a determinação da Percentagem de Recuperação (1) e do RQD (2) - Rock Quality Designation.

3.4. Ensaios *In situ*

Os ensaios *in situ* são frequentemente associados aos trabalhos de furação numa sondagem. Os ensaios ajudam a complementar a informação retirada da visualização e descrição das sondagens, permitindo definir características geotécnicas e realizar o zonamento geotécnico do terreno. Dos ensaios associados aos furos de sondagem, destacam-se: *Standart Penetration Test* (SPT), *Piezo Cone Penetration Test* (CPTU), Pressiómetro de “Ménard”, Molinete (*Vane Test*), Ensaio *Lefranc*, Ensaio *Lugeon* e *Slug Test*.

Existem também ensaios *in situ* que são realizados sem recurso a furação, sendo exemplo destes os ensaios de penetração dinâmica (DPL, DPH e DPSH), os ensaios de penetração estática CPTU (*Piezo Cone Penetration Test*) e o ensaio de Molinete (*Vane Test*).

Os ensaios anteriormente referidos podem ser divididos consoante o seu objetivo e parâmetro(s) geotécnico(s) a determinar. Os parâmetros geotécnicos que podem ser avaliados são: deformabilidade, resistência, estado de tensão (*in situ*) e permeabilidade. Na Tabela 3.4.1 é apresentado um sumário dos ensaios e os seus objetivos relacionados com os parâmetros geotécnicos.

Tabela 3.4.1: Sumário dos ensaios *in situ* relacionados com os parâmetros geotécnicos.

Parâmetros de Resistência	
Ensaio	Características
<i>Standart Penetration Test</i> (SPT)	Indicado para solos ou rochas brandas; Determinar a resistência à penetração, mediante o número de pancadas necessárias para cravar uma ponteira ligada a um amostrador especial (SPT).
Penetração dinâmica (DPL, DPH e DPSH)	Indicado para solos ou rochas brandas; Determinar a resistência à penetração dinâmica, de forma contínua, mediante o número de pancadas necessárias para cravar uma ponteira.
<i>Piezo Cone Penetration Test</i> (CPTU)	Indicado para solos finos, materiais orgânicos, solos com potencial de liquefação; Avaliar a resistência ao corte, as características de deformação e de consolidação e detetar camadas drenantes; Determinar a resistência de ponta e resistência lateral de atrito, medir a tensão intersticial.
Molinete (<i>Vane Test</i>)	Indicado para solos coesivos e solos saturados, argilas muito moles a moles; Determinar a resistência ao corte não drenado.
Coeficiente de Permeabilidade	
Ensaio	Características
Ensaio <i>Lefranc</i>	Indicado para solos/maciços terrosos; Determinação do coeficiente de permeabilidade.
Ensaio <i>Lugeon</i>	Indicado para rochas/maciços rochosos; Determinação do coeficiente de permeabilidade.
<i>Slug Test</i>	Indicado para solos e rochas; Obtém-se a condutividade hidráulica pontual que permite determinar o coeficiente de permeabilidade.
Parâmetros de Deformabilidade	
Ensaio	Características
Pressiómetro de “Ménard”	Indicado para solos e rochas brandas; Determinação do módulo pressiométrico e a pressão limite; Determinação da componente tensão – deformação dos solos.

Para além destes ensaios, existem muitos outros importantes para a determinação dos parâmetros geotécnicos, que complementam a informação sobre a deformabilidade, como por exemplo os ensaios com Dilatómetro (BHD) e com Macacos planos de grande área (LFJ). Sobre o parâmetro do estado de tensão, que não foi possível observar no decorrer do estágio, existem por exemplo os ensaios com Macacos planos de pequena área (SFJ) e ensaios de sobre-carotagem (STT – Stress Tensor Tube).

3.4.1. Standart Penetration Test (SPT)

Para determinar a resistência à penetração dinâmica de um solo de forma expedita, recorre-se frequentemente ao ensaio denominado por *Standard Penetration Test* (SPT). O SPT é um ensaio de penetração dinâmica que se associa a um furo de sondagem, durante a fase de perfuração. Consiste na cravação de um amostrador composto por duas meias canas por queda de um pilão de massa normalizada (63,5 Kg) de uma altura padrão (0,762 m). Permite ainda a recolha de uma pequena amostra que fica preservada no interior do amostrador (Simons et al., 1982), como é visível na Figura 3.4.1.



Figura 3.4.1: Amostrador em meias canas do ensaio SPT aberto e com amostra de solo no seu interior (Geotest, Lda.).

Com base nos resultados obtidos, correlacionam-se os parâmetros geotécnicos, como a densidade relativa, o ângulo de atrito, a tensão admissível, os assentamentos em materiais granulares (Vallejo et al., 2002), para além do Índice de Compacidade para solos granulares (Tabela 3.4.2) e a Resistência à Compressão Simples para solos argilosos (Tabela 3.4.3).

Tabela 3.4.2: Correlação entre NSPT e o Índice de Compacidade, solos granulares (Terzaghi e Peck, 1948).

NSPT	Compacidade	Índice de Compacidade ID (%)
< 4	Muito Solta	< 20
4 – 10	Solta	20 – 40
10 – 30	Medianamente Compacta	40 – 60
30 – 50	Compacta	60 – 80
> 50	Muito Compacta	80 – 100

Tabela 3.4.3: Correlação entre NSPT e a Resistência à Compressão Simples, solos argilosos (Terzaghi e Peck, 1967).

NSPT	Consistência	qu (Kg/cm ²)
< 2	Muito mole	< 0,25
2 – 4	Mole	0,25 – 0,50
4 – 8	Média	0,50 – 1,00
8 – 15	Dura	1,00 – 2,00
15 – 30	Muito Dura	2,00 – 4,00
> 30	Rija	> 4,00

É um ensaio expedito e pouco dispendioso, usado em solos ou rochas brandas, obtendo melhores resultados em solos granulares. O ensaio tem por base a norma EN ISO 22476-3 e consiste na determinação do número de pancadas necessário para penetrar primeiramente 0,15 m, em solo remexido, valor esse que é desprezado (1ª fase), seguido de dois trechos com 0,15 m cada (2ª e 3ª fases), sendo esse o valor total de pancadas contabilizado para a determinação da resistência à penetração, N_{SPT} (Vallejo et al., 2002).



Figura 3.4.2: Equipamentos para realizar o ensaio SPT associados às sondas hidráulicas da marca OXIDRILL (esquerda) e APAGEO (direita) (Geotest, Lda.).

Em Portugal, a norma assume que o número de pancadas máximo é 60. Se a profundidade máxima definida de 0,30 m, para as últimas duas fases em conjunto não for alcançada com o número máximo de pancadas, o resultado designa-se por NEGA, podendo dar-se na 2ª ou na 3ª fase do ensaio SPT. O ensaio não é contínuo, pois é feito ao longo da sondagem em intervalos de 1,5 m (regra geral) ou quando ocorre mudança de litologia.



Figura 3.4.3: Caixa da sondagem com os copos de amostras recolhidas e resultados dos ensaios SPT de uma obra no Seixal (Geotest, Lda.).

3.4.2. Penetração Dinâmica (DPL, DPH e DPSH)

São ensaios idênticos ao ensaio SPT, consistindo na cravação contínua de uma ponteira cônica por ação da queda de um pilão, de massa e altura de queda pré-estabelecidas, contabilizando-se o número de quedas/pancadas, N, para cada intervalo de penetração definido de acordo com cada tipo de ensaio. Tem por base a norma EN 1997-2.

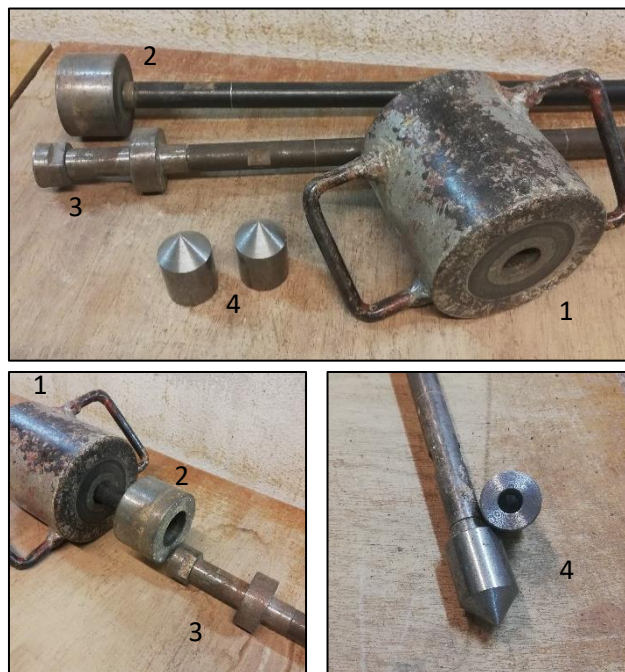


Figura 3.4.4: Equipamento para o ensaio de Penetração Dinâmica (PDL) (Geotest, Lda.).

Legenda: 1 – martelo ou pilão; 2 – haste guia; 3 – Batente e conjunto de varas; 4 – ponteira.

O equipamento consiste num conjunto de hastes metálicas, ajustáveis por meio de roscas, cuja extremidade tem uma ponteira de aço de diâmetro superior ao das hastes. Na empresa são usadas ponteiras “cegas” (Figura 3.4.4 (4)), ou seja, são ponteiras que estão apenas encaixadas no fim das varas, o que permite retirar o conjunto de varas sem dificuldade, pois a ponta fica perdida no fim do ensaio e não irá provocar atrito quando o equipamento é retirado. As características de cada tipo de ensaios de Penetração Dinâmica são apresentadas na Tabela 3.4.4.

Tabela 3.4.4: Tipos de Ensaios de Penetração Dinâmica e suas características.

	DPL	DPH	DPSH
Profundidade máxima do ensaio em média	Até 8 m a 10 m	Até 20m a 25m	Superior a 25 m
Altura de queda	0,50 m	0,50 m	0,75 m
Massa do pilão	10 kg	50 kg	63,5 kg
Valores obtidos	N10 *	N10 *	N20 **
Notas: * Contagem de número de pancadas para penetrar 0,10 m. ** Contagem de número de pancadas para penetrar 0,20 m.			

No presente relatório será apenas tratado o ensaio DPL, Penetração Dinâmica Ligeira. Neste caso o ensaio realiza-se com a cravação de um conjunto de hastes, sob o impacto da queda livre de um peso de 10 Kg de uma altura de 0,50 m. Regista-se o número de pancadas necessário para a cravação de 0,10 m das hastes, sem interrupções (Filho, 2010). Na Figura 3.4.5 é apresentado um esquema do equipamento, com a ponteira de aço.

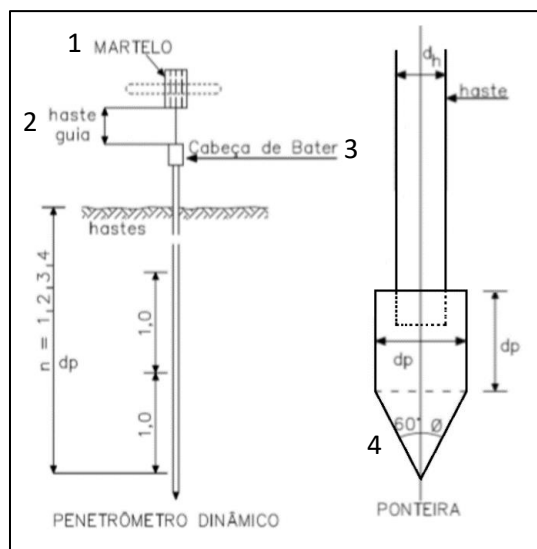


Figura 3.4.5: Esquema do equipamento DPL, com detalhes da ponteira (adaptado de Filho, 2010).

Pelo facto de o diâmetro da ponteira ser maior do que o diâmetro das hastes, assume-se que apenas a resistência da ponta é medida (Sanglerat, 1972). Para a determinação da resistência de ponta (R_D) do penetrómetro dinâmico utiliza-se a “Fórmula dos Holandeses” (Filho, 2010), definida pela equação (1):

$$R_D = \frac{M^2 * H * N}{S * e * (M + np + P)} \quad (1)$$

R_D – Resistência à rutura dinâmica; M – Massa do batente; H – Altura de queda; N – N° de golpes necessários para cravar 0,10m de profundidade de haste; S – Secção da ponteira; e – Espessura do segmento de haste cravada = 0,10m; n – Número de hastes utilizadas; p – Peso da haste de 1,00m; P – Peso total do penetrómetro.

As diferenças básicas, comparativamente com o ensaio SPT, residem na substituição do amostrador por uma ponteira cónica, cuja secção transversal é de dimensão superior à secção transversal das varas, e no facto deste ensaio ser realizado de forma contínua. Estas diferenças permitem a medição de uma resistência de ponta dinâmica, o estabelecimento de um perfil contínuo da resistência dos solos e a ausência da necessidade de execução de um furo de sondagem, podendo ser feito diretamente a partir da superfície ou na base de poços.

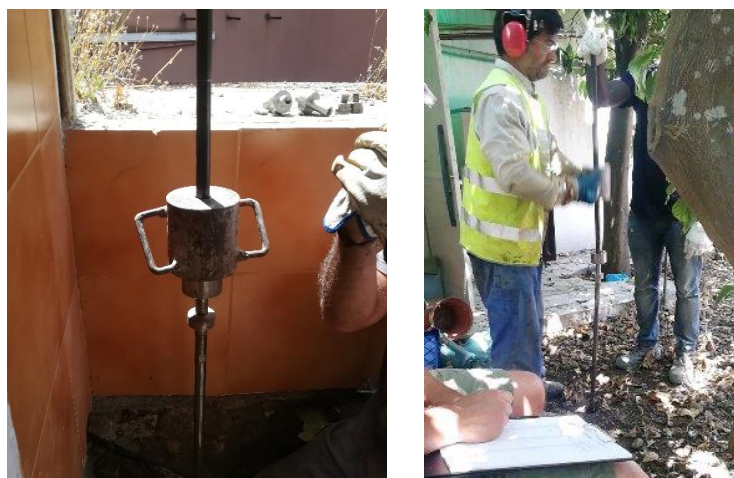


Figura 3.4.6: Equipamento DPL com hastes e pilão, numa obra no Rato, Lisboa e ensaio em execução numa obra no Restelo, Lisboa (Geotest, Lda).

No entanto, na comunidade geotécnica em geral existe a tendência de utilizar os valores de resistência de ponta R_p , e compará-los com valores de N_{SPT} , para depois usar as correlações existentes entre N_{SPT} e as características geotécnicas.

No Anexo III – Boletins de ensaios Penetração Dinâmica (DPL e DPSH) encontram-se exemplos de boletins com os resultados do ensaio DPL e DPSH. Apesar deste último não ter sido descrito ao pormenor, faz parte dos ensaios que a empresa disponibiliza e existem alguns registos em arquivo destes ensaios. As características deste equipamento encontram-se indicadas também na Tabela 3.4.4.

3.4.3. Piezo Cone Penetration Test (CPTU)

O piezocone CPTU é um CPT com medição adicional de pressão neutra em um ou mais locais da superfície do penetrômetro (u1 - ponta, u2 – base do cone e u3 – luva, acima da manga de atrito), como é possível observar na Figura 3.4.8. Fornece informação mais correta da estratigrafia de um solo do que o CPT tradicional e permite uma melhor interpretação dos resultados em termos de propriedades mecânicas dos solos.



Figura 3.4.7: Piezocone completo (1) e desmontado à direita, destacando a ponteira e o anel poroso (2) que permite a circulação de água até aos sensores do equipamento (3) (Geotest, Lda.).

O ensaio consiste na cravação no terreno de uma ponteira cônica (60° de abertura) a uma velocidade constante de 20mm/s. A rugosidade da ponteira tem de ser inferior a 0,0001mm. O cone tem uma secção transversal típica de 1000 mm² (35,7mm de diâmetro), podendo atingir 1500 mm² (43,6mm), tem capacidade para medições da resistência de ponta até 100MPa. No decorrer dos ensaios CPTU podem também ser efetuadas leituras para determinar a dissipação de pressões intersticiais, a níveis de profundidade diferenciados, visando a definição das características de permeabilidade e de consolidação das formações.

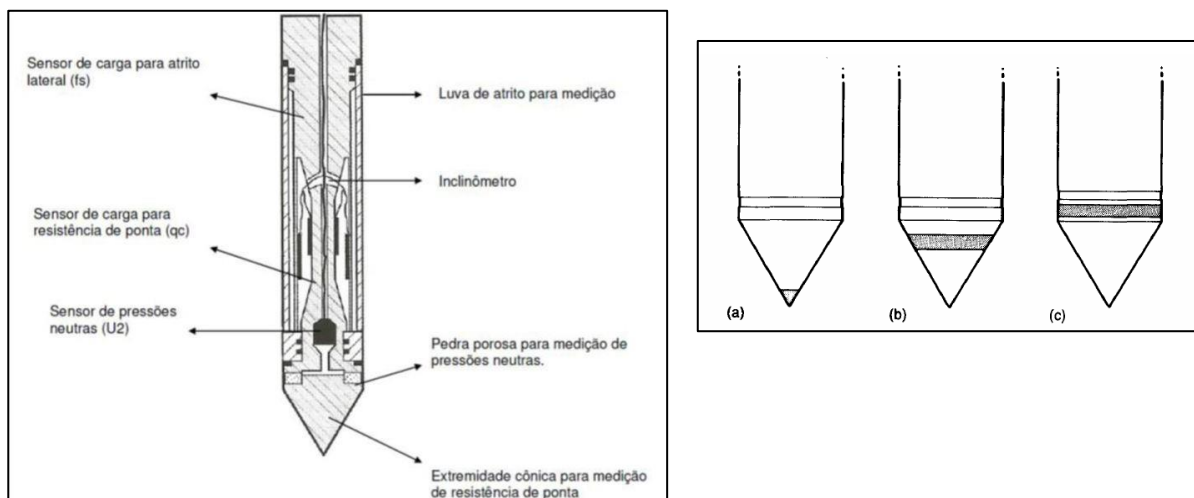


Figura 3.4.8: Esquema do piezocone (Fernando, 2014) e esquema com as posições na superfície do piezocone, para a medição da pressão neutra, (a) ponta, (b) base do cone e (c) luva, acima da manga de atrito.

Embora os procedimentos de ensaio já sejam padronizados, há diferenças entre equipamentos, que podem ser classificados em três categorias, segundo Schnaid (2000):

- Cone mecânico, caracterizado pela medida na superfície, com a transferência mecânica pelas hastes, dos esforços necessários para cravar;
- Cone elétrico, cujas células de carga instrumentadas eletricamente permitem a medição da resistência de ponta cônica q_c e o atrito lateral f_s diretamente na ponteira;
- Piezocone, que além das medidas elétricas de q_c e f_s , permite a monitoração contínua das pressões neutras geradas durante o processo de cravação.

Este ensaio permite avaliar a resistência ao corte, as características de deformação e de consolidação, deteta camadas drenantes de poucos centímetros de espessura, permite fazer interpolações entre sondagens, avaliar as características geotécnicas e determinar a capacidade de carga do solo, a história geológica de solos coesivos (OCR) e medir a tensão intersticial.

Os resultados podem ser usados diretamente no projeto de estacas em argila, por vezes são associados ao estudo de deslizamentos de terreno, são ainda utilizados para projetos de consolidação de terrenos, projetos de fundações e de estabilização de terrenos. Os parâmetros obtidos por este ensaio são a resistência de ponta (q_c) e a resistência lateral de atrito (f_s), que permitem o cálculo da razão de atrito (Rf) como demonstra a equação (2).

$$Rf = \frac{f_s}{q_c} * 100\% \quad (2)$$

Este ensaio é muito utilizado para caracterizar solos finos, materiais orgânicos, solos com potencial de liquefação. O dimensionamento geotécnico requer o conhecimento da história de tensões do maciço. O grau de sobreconsolidação (OCR) é definido como a razão da máxima tensão a que o solo foi submetido e a tensão de sobrecarga efetiva atual, equação (3):

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (3)$$

σ'_p – Tensão de pré-consolidação; σ'_{v0} – Tensão vertical efetiva.

Para solos mecanicamente sobre-consolidados, onde a única mudança tenha sido a remoção de tensão de sobrecarga, esta definição é adequada. No entanto, para solos cimentados o OCR pode representar grau de cimentação (Cruz, 2010).

Para solos argilosos, Kulhawy & Mayne (1990) sugerem um método muito mais simples, definido pela equação (4).

$$OCR = K * \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) = KQ_t \quad (4)$$

OCR – Grau de sobreconsolidação; q_t – Resistência de ponta corrigida; σ_{v0} – Tensão vertical total; σ'_{v0} – Tensão vertical efetiva; Q_t – Resistência de ponta de um cone CPT ou CPTU normalizada.

Onde o valor médio de $K = 0,33$ pode ser assumido, com um intervalo esperado de 0,2 a 0,5. O valor de K corresponde ao coeficiente de correlação entre resistência de ponta de um CPT ou CPTU e o número de golpes do ensaios *Standard Penetration Test* (SPT).

Para solos de natureza arenosa, a equação (5) a seguir apresentada, demonstra uma aproximação ao OCR, (Mayne & Campanella, 2005).

$$OCR = \left(\frac{0.192 * \left(\frac{q_t}{P_{atm}} \right)^{0.22}}{(1 - \text{sen } \phi') * \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_{atm}} \right)^{0.31}} \right)^{\left(\frac{1}{\text{sen } \phi' - 0.27} \right)} \quad (5)$$

OCR – Grau de sobreconsolidação; q_t – Resistência de ponta corrigida; P_{atm} (Pressão atmosférica) = 100 kPa; ϕ' - Ângulo de atrito efetivo do solo; σ'_{v0} – Tensão vertical efetiva.

A maioria das plataformas de CPT comercializadas opera com um cone de atrito eletrônico e piezocone (CPTU). O ensaio encontra-se normalizado segundo diversas normas, de que se destacam as seguintes:

- ASTM-D-3441-95 - Standard Test Method for Deep, Quasi-Static, Cone and Friction-Cone Penetration Tests of Soil.
- ASTM-D-5778 - 12 - Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils.
- ISO 22476-1 – Geotechnical Investigation and testing – Field testing – Parte1: Electrical cone and piezocone penetration test.

Na empresa é seguida a norma ISO 22476-1 e é com base nesta norma que são interpretados os resultados e elaborados os boletins finais.

Estes dispositivos produzem um registo computadorizado com a evolução da resistência de ponta (q_c), da resistência lateral (f_s), da pressão intersticial (u) e da razão de atrito (R_f) em profundidade, permitindo o registo contínuo do ensaio. Existem algumas conclusões possíveis de retirar com base nos resultados, por exemplo:

- Quando a razão de atrito (R_f) é elevada, corresponde em geral a solos argilosos (coesão elevada e ângulo de atrito baixo);
- Quando a razão de atrito (R_f) é baixa, corresponde a solos arenosos ou argilas secas e dessecadas;
- Os valores de R_f variam geralmente entre 1% e 10%;
- As areias são identificadas por apresentarem R_f inferior a 1%.
- Quanto à pressão intersticial, um elevado diferencial indica materiais argilosos.

Para Lunne (1997), os penetrómetros de ponta elétrica e piezocones, mostram que a medição do atrito lateral unitário é menos preciso e confiável que a resistência de ponta. Como forma de ultrapassar este problema vários diagramas têm sido apresentados, destacando-se os de Robertson (1990), evidenciados na Figura 3.4.9.

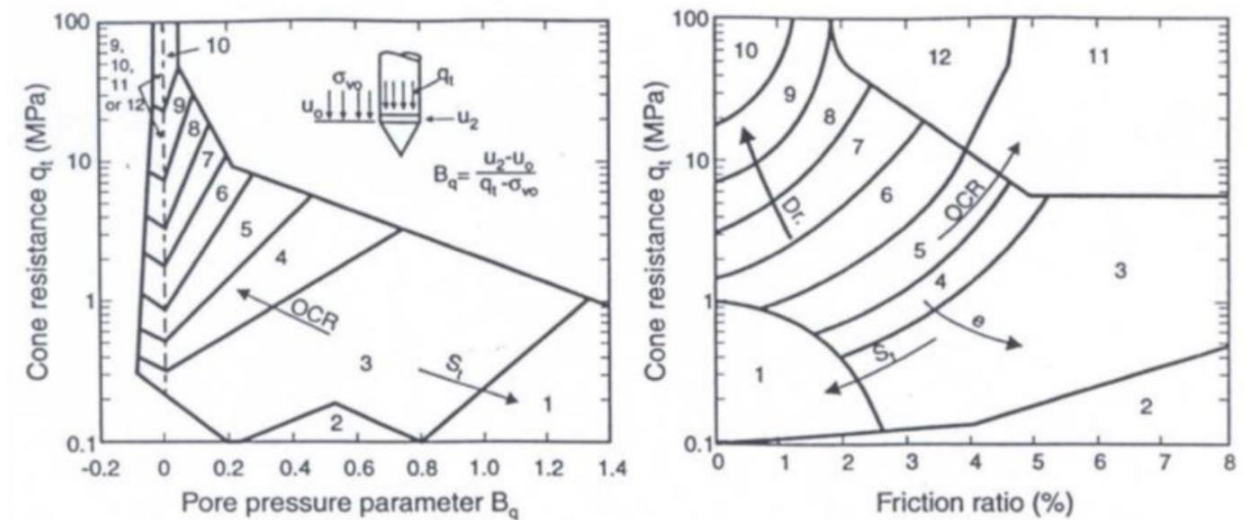


Figura 3.4.9: Classificação de solos com base no ensaio CPTU, apresentado em Robertson (1990).

Um exemplo dos resultados de um piezocone são apresentados na Figura 3.4.10. Como mostra a figura, R_f é a razão de atrito e B_q o coeficiente de poro-pressão. Neste ensaio figuram a pressão intersticial lida (u) e hidrostática (u_0).

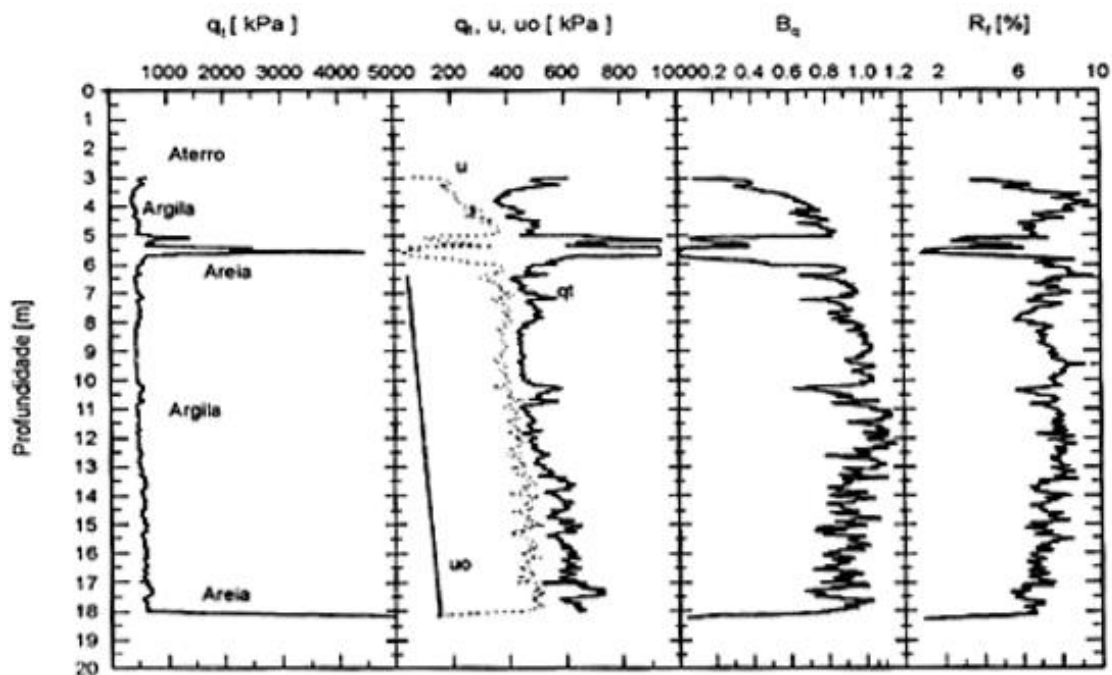


Figura 3.4.10: Exemplo de resultados de um ensaio CPTU (Schnaid, 2000).

Embora existam normas para a execução do ensaio, é necessário ter cuidado para que os resultados obtidos sejam os que correspondem à realidade do terreno. Para tal é preciso ter em conta os seguintes aspetos que podem influenciar os resultados, conforme apresentado a seguir. Segundo Kulhawy & Mayne (1990), as principais fontes de erro associadas ao ensaio são as indicadas na Tabela 3.4.5.

Tabela 3.4.5: Principais Causas de Erros e os Efeitos nos ensaios CPTU (Kulhawy & Mayne, 1990).

Causa	Efeito	Influência
Cascalho ou seixo presente nos solos	Impede a penetração, podendo conduzir à quebra de varas ou ponteira; Desvios à verticalidade	Aumento significativo de q_c ; Aumento ou diminuição de q_c e f_s
Desgaste na ponteira	Variação das dimensões padronizadas	Aumento ou diminuição ligeiros de q_c e f_s
Encravamento da manga de atrito (ponteira mecânica) por partículas do solo	Leituras erradas do atrito lateral unitário	Aumento significativo de f_s (pode atingir valores da ordem de 80%)
Atrito nas varas interiores (ponteira mecânica)	Impede o movimento livre das varas interiores	Aumento de q_c e f_s
Solos duros (ponteira mecânica)	Conduz a uma compressão elástica das varas interiores	Impossibilidade de obter leituras de q_c e f_s

No Anexo IV – Boletim de Ensaio de penetração estático (CPTU) - são apresentadas figuras de excertos do boletim com os resultados deste ensaio, produzidos pela Geotest, Lda, de uma obra entre Figueira da Foz e Coimbra, no ano 2013.

3.4.4. Pressiómetro de “Ménard”

Para a determinação da deformabilidade, os ensaios a aplicar variam de acordo com as características do terreno, assim, em solos e rochas brandas, o ensaio mais comum é o ensaio pressiométrico e em maciços rochosos, o ensaio mais frequente é o ensaio dilatométrico (BHD, Bore Hole Dilatometer).

O pressiómetro de Ménard enquadra-se nos pressiómetros em pré-furo e é reconhecido como ferramenta de investigação geotécnica. É particularmente útil na determinação do comportamento tensão-deformação dos solos. Embora os métodos interpretativos tenham sido desenvolvidos para areias e argilas, estenderam-se gradualmente para outros tipos de materiais e condições, tais como solos cimentados, colapsáveis e expansivos (Schnaid, 2009).

Para Clarke (1995) uma definição completa para pressiómetro seria: uma sonda cilíndrica que possui uma membrana expansível flexível projetada para aplicar uma pressão uniforme às paredes de um furo.

A pressão aplicada e o aumento de volume são monitorizados durante o ensaio com o pressiómetro e esses dados são utilizados para produzir a curva tensão vs deformação de cada parâmetro de projeto ou propriedade do solo determinada. Tendo em conta esta definição, é possível encontrar diversos tipos de pressiómetro, como consta no trabalho de Dourado (2005), classificados pelo seu modo de instalação no terreno e tipo de membranas expansivas:

- Pressiómetros auto perfurantes;
- Pressiómetros em pré-furo;
- Pressiómetros “cravados”.

O princípio deste ensaio consiste, segundo Bruschi (2010), em medir a deformação radial interna da parede de um furo mediante uma sonda cilíndrica dilatada aplicando incrementos graduais de pressão. A expansão da sonda leva a uma compressão horizontal do solo na zona envolvente, impondo deformação radial à membrana por meio de injeção de água na célula central e de gás nitrogénio (extra-seco) nas células de guarda. Desta forma, é possível determinar diretamente a relação entre as tensões aplicadas versus as variações de pressão e volume ocorridos com a deformação do solo (Silva, 2001).

O equipamento consiste numa sonda cilíndrica flexível, como referido anteriormente, e num complexo conjunto de dispositivos para o controle do volume de água injetada e da pressão de gás, agrupados num instrumento posicionado na superfície que conduz a tubulação flexível (Bruschi, 2010).



Figura 3.4.11: Unidade de controlo de pressão e volume (CPV), numa obra em Alverca em 2014 (Geotest, Lda.).

Ménard normalizou o ensaio segundo o critério de incrementos: 6 a 14 incrementos iguais de pressão e leitura de volumes a cada 15 segundos, 30 segundos e 60 segundos, após cada incremento de pressão. Após 60 segundos, um novo incremento de pressão é aplicado, tendo-se como resultado uma curva pressiométrica onde o volume injetado ao final de 60 segundos é projetado em função da pressão aplicada. A pressão limite (p_L) é estimada através das últimas leituras (30s e 60s) do ensaio, enquanto o módulo pressiométrico (E_M) é calculado pela leitura das variações de pressão e volume durante o ensaio.

Na empresa o ensaio é realizado com base na norma francesa NF P 94-100-1. Após a calibração do equipamento, procede-se à realização do ensaio pressiométrico, sendo a profundidade ou cota deste correspondente à profundidade no ponto central da sonda. Durante o ensaio a sonda pode ser expandida em séries de incrementos de igual pressão ou de igual volume.

Das leituras ao longo do ensaio resultarão dois gráficos, em que um deles traduz a relação entre a pressão aplicada e o volume final injetado V_{60} , e o outro traduz a relação entre a pressão e a diferença de volume registada entre os 60 e 30 segundos ($V_{60} - V_{30}$) (Silva, 2001).

a) Curva Pressiométrica

A curva pressiométrica é a representação gráfica do registo do volume injetado a cada 60 segundos (V_{60}) versus a pressão aplicada. Essa curva inicial necessita ser corrigida após a obtenção das curvas de calibração da sonda. Às pressões obtidas no ensaio descontam-se as pressões obtidas nas curvas de calibração, sendo que estas permitem desconsiderar as perdas de volume e de pressão no sistema, no decorrer do ensaio.

A curva corrigida divide-se em três partes: o trecho inicial, onde a sonda expande sem tocar o solo; o trecho pseudo-elástico, onde o solo deforma contra a pressão da sonda quando expandida; e o trecho onde ocorrem grandes deslocamentos do solo, em resposta ao incremento de volume na sonda. Uma boa indicação da qualidade do furo é dada pelo formato da curva pressiométrica obtida no ensaio. Somente ensaios com trechos de curvas bem definidos podem ser considerados passíveis de interpretação para a obtenção de parâmetros geotécnicos (Briaud, 1992).

Através da análise das curvas obtidas em cada ensaio, dois parâmetros principais caracterizam cada camada de solo: o módulo pressiométrico ou módulo Ménard, dado por E_M ; e a pressão limite, dada por p_L que, por convenção, é obtida quando o volume da cavidade expandida duplicar. A determinação de p_L requer uma simples operação gráfica, contudo E_M deve ser derivado da equação da expansão de uma cavidade cilíndrica infinita, em meio elástico, como produto do módulo de cisalhamento G , obtido da deformação do ensaio pressiométrico, como apresentado na norma EN 1997-2, 2006, no seu anexo E (Gambin & Frank, 2009).

Após as correções, através dos valores de pressão-volume obtidos, traça-se a curva pressiométrica e determinam-se por via gráfica as seguintes grandezas características:

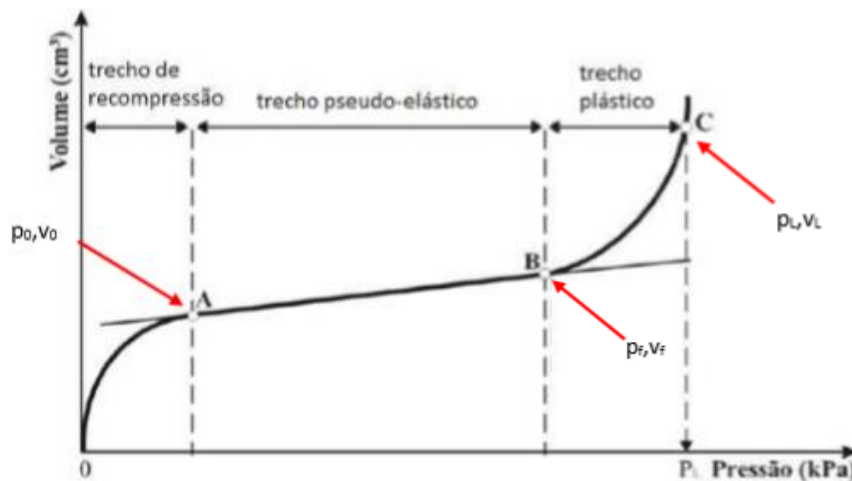


Figura 3.4.12: Curva pressiométrica onde o ponto A indica o início do comportamento pseudo-elástico, o ponto B indica o início do comportamento plástico e ponto C (Cestari, 1990).

Pressão inicial e volume inicial (p_0 , v_0): corresponde à pressão necessária para a sonda entrar em contato com as paredes do furo, não devendo ser confundida com a tensão horizontal inicial. O ponto de coordenadas p_0 , v_0 indica o início de um traço retilíneo (fase de comportamento pseudo-elástico) da curva pressiométrica assim como mostra a Figura 3.4.12 (Cestari, 1990).

Pressão de Fluência e Volume de Fluência (p_f , v_f): a pressão de fluência corresponde ao ponto final da fase pseudo-elástica na curva pressiométrica, ou seja, ao início de rutura do solo como indica a Figura 3.4.12, sendo determinada por método gráfico.

Na fase pseudo-elástica as deformações são quase totalmente recuperáveis, obtendo-se uma deformação constante a uma carga constante. A partir deste ponto o material flui, apresentando comportamento totalmente plástico, com grandes deformações.

Pressão Limite e Volume Limite (p_L , v_L): a pressão limite é definida como a pressão alcançada para conseguir a expansão infinita de um cilindro. Como essa pressão não pode ser alcançada durante o ensaio, é definida e extrapolada como a pressão alcançada quando o volume da cavidade for o dobro do seu volume inicial, como indica a Figura 3.4.12 (Briaud, 1992), situação em que o solo atinge a deformação que corresponde ao volume V_L .

$$V_L = V_s + 2 * V_i \quad (6)$$

v_L - Volume limite; v_s - Volume inicial da célula centrar; v_i - Volume inicial do trecho pseudo-elástico.

Módulo Pressiométrico de Ménard (E_M): parâmetro característico do ensaio que permite a determinação do módulo de deformabilidade (E) do solo. Pode ser determinado de acordo com a membrana utilizada, seguindo normas, sendo que para membranas flexíveis usa-se a equação (7).

$$E_M = 2 * (1 + \nu) * \left[V_e + \left(\frac{V_1 + V_2}{2} \right) \right] * \left(\frac{p_1 + p_2}{V_2 + V_1} \right) \quad (7)$$

E_M – Módulo pressiométrico; V_e – Volume da sonda; ν - Coeficiente de Poisson; V_1 e V_2 – Volume inicial e final; p_1 e p_2 – Pressão inicial e final do trecho pseudo-elástico.

Além dos dados obtidos diretamente no ensaio pressiométrico, é possível fazer correlações que possibilitam a determinação de parâmetros necessários para projetos geotécnicos, tais como: tensão horizontal em repouso (σ_{h0}), coeficiente de impulso em repouso (K_0), módulo de deformabilidade do solo (E), coesão não drenada (S_u) e ângulo de atrito efetivo interno (φ'). Também pode ser abordada uma forma de avaliar o tipo de solo a partir dos parâmetros pressiométricos obtidos (Imamura, 2017).

No Anexo V – Boletim de ensaio Pressiómetro “Ménard” são apresentadas figuras de excertos do boletim com os resultados deste ensaio, produzidos pela Geotest, Lda, de uma obra em Alverca, no ano 2014.

3.4.5. Molinete (*Vane Test*)

Como os parâmetros de compressibilidade e resistência são geralmente necessários para os cálculos de engenharia, muitos tipos de ensaios foram desenvolvidos com o objetivo de determinar estes parâmetros em solos e rochas. Apesar deste tipo de ensaios não serem tão comuns como os testes de penetração, ainda são usados com alguma regularidade.

Para o correto desenvolvimento do ensaio é necessário ter um conhecimento prévio do terreno, tendo em conta que este apenas se realiza em solos coesivos e é adequado para solos saturados. Este ensaio é utilizado para determinar a resistência ao corte não drenado de terrenos coesivos brandos (argila alta muito mole a média), de granulometria fina. Sendo um ensaio rápido, obtém-se a resistência não drenada, ou seja, a coesão (c_u); de seguida mede-se a resistência residual após ocorrer a estabilização posterior à rotura, tendo por base a norma francesa NF P 94-112:1991 seguida na empresa.

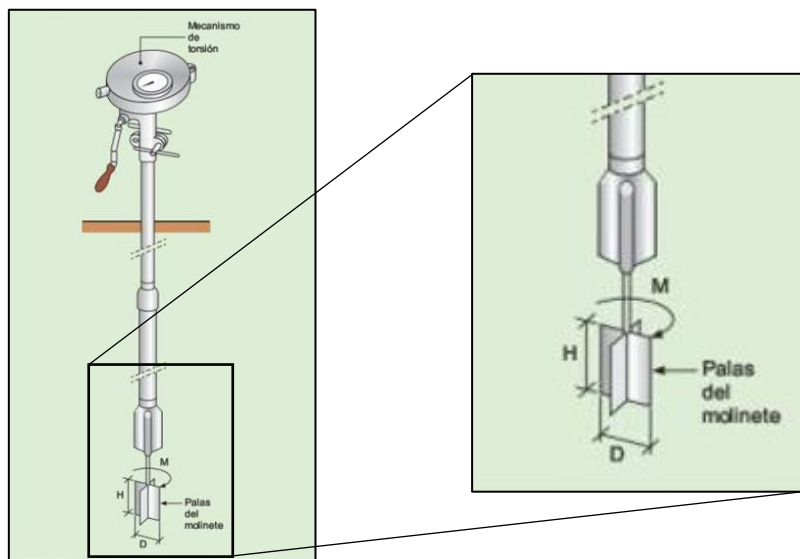


Figura 3.4.13: Ensaio de molinete, vane test (Mazariegos, 1993).

O *Vane Test* é composto por um molinete formado por 4 pás em posição cruciforme, ligadas a uma haste sólida. O ensaio consiste na cravação do molinete no terreno a uma profundidade pré-definida, acionar o movimento a uma velocidade constante e medir o momento de torção. Depois deste momento, é necessário medir a resistência residual, ou seja, o valor da resistência após o solo ter estabilizado. Para obter a resistência residual, realizam-se 10 rotações rápidas após a rotura de pico e inicia-se de novo o ensaio. Este ensaio encontra-se também descrito na norma ASTM D-2375-08.

A cravação do molinete é feita até $5xH$, sendo H a altura das pás ($H=2D$) e D o diâmetro (Figura 3.4.13). O movimento de torção tem velocidade constante de $0,1^\circ/s$ e os ângulos de rotação são registados a cada $0,5^\circ$. Estes ensaios podem ser realizados a partir da superfície ou na base de furos de sondagens, ao longo da sua perfuração. Embora seja um ensaio de campo, existem equipamentos semelhantes para a realização destes em laboratório (Vallejo et al., 2002).

Podem existir erros associados aos resultados que irão resultar em falsas interpretações dos ensaios, sendo apresentados de seguida alguns fatores que influenciam os resultados:

- Tipos de solo, em especial em solos permeáveis (ex. silte ou areia em finas camadas);
- Anisotropia da resistência;
- Perturbação devido à penetração do *Vane*;

- Espessura das lâminas, dado que quando mais espessas, fornecem valores mais elevados de resistência não drenada;
- Velocidade de rotação;
- Intervalo de tempo entre a inserção do equipamento e o início do ensaio (se rápido, não há tempo para dissipação da pressão neutra);
- Rotura progressiva em volta do vane.

No Anexo VI – Boletim de ensaio Molinete (*Vane Test*) são apresentadas figuras de excertos do boletim com os resultados deste ensaio, produzidos pela Geotest, Lda, de uma obra em Santa Iria, no ano 2014.

3.4.6. Ensaio *Lefranc*

De modo a determinar o Coeficiente de Permeabilidade (k), utilizam-se dois métodos – ensaios de *Lefranc* e de *Lugeon* – ambos realizados no interior do furo de sondagem, que serão selecionados consoante o tipo de terreno sendo que o *Lefranc* é utilizado em solos e o *Lugeon* em maciço rochoso. O ensaio de *Lefranc* é utilizado em solos permeáveis e semipermeáveis, situados abaixo ou acima do nível freático, relacionando o caudal admitido, o coeficiente de forma do furo e a altura da água do ensaio sobre o nível piezométrico inicial (Vallejo et al., 2002).

O ensaio *Lefranc* é feito normalmente a diversas profundidades. Consiste em introduzir ou bombear água numa cavidade de forma fixa, esta situada a uma determinada profundidade do terreno em relação ao qual se pretende conhecer a permeabilidade. Este ensaio pode ser feito com carga hidráulica constante ou variável, tendo por base a norma ISO 22282-2.

A interpretação dos ensaios baseia-se em hipóteses, simplificadas, nomeadamente, que o escoamento é laminar (campo de aplicação da lei de Darcy), que o meio é isotrópico e homogéneo e que o regime de escoamento é permanente. Nestas condições, o caudal Q é proporcional à permeabilidade, caracterizada pelo coeficiente k , e à carga hidráulica, h (equação (8)).

$$Q = k * C * h \quad (8)$$

Em que C é o coeficiente característico da forma da cavidade. O comprimento do troço da sondagem a ensaiar, designado por lanterna, é sempre definido entre o fim do tubo de revestimento do furo e o fundo da mesma.

A carga hidráulica é dada pela altura de água no furo acima do nível freático (Figura 3.4.14). A posição do nível freático, no entanto, nem sempre é de fácil determinação o que dificulta a obtenção razoavelmente correta do coeficiente de permeabilidade. Na determinação do coeficiente de forma C , existem várias fórmulas, sendo a mais recorrente a forma cilíndrica, por serem ensaios feitos em furos de sondagem. Assim para uma cavidade cilíndrica, sempre que a relação L/D (comprimento/diâmetro) do trecho ensaiado é superior a 2, aceita-se como razoável o valor do coeficiente determinado pela equação (9).

$$C = \frac{2 * \pi * L}{\ln\left(\frac{2 * L}{D}\right)} \quad (9)$$

No ensaio com carga hidráulica constante, a realização do ensaio requer que, antes de medir tempos e caudais, se encha o furo de sondagem com água, observando que o ar é expulso e que se estabilizou o nível de água e a taxa de descida, o que é indicativo de se ter atingido o regime permanente. Para os cálculos posteriores é necessário determinar a cota do nível freático. Após encher o furo, mede-se o caudal necessário para manter o nível constante.

A medição do fluxo de entrada deve realizar-se a cada 5 minutos, a nível constante na boca da sondagem até perfazer 45 minutos de ensaio. No caso de a injeção ser feita a alta pressão, deve medir-se o fluxo de entrada a cada minuto, durante os primeiros 20 minutos e depois a cada 5 minutos até perfazer 45 minutos, o tempo total do ensaio (Vallejo et al., 2002).

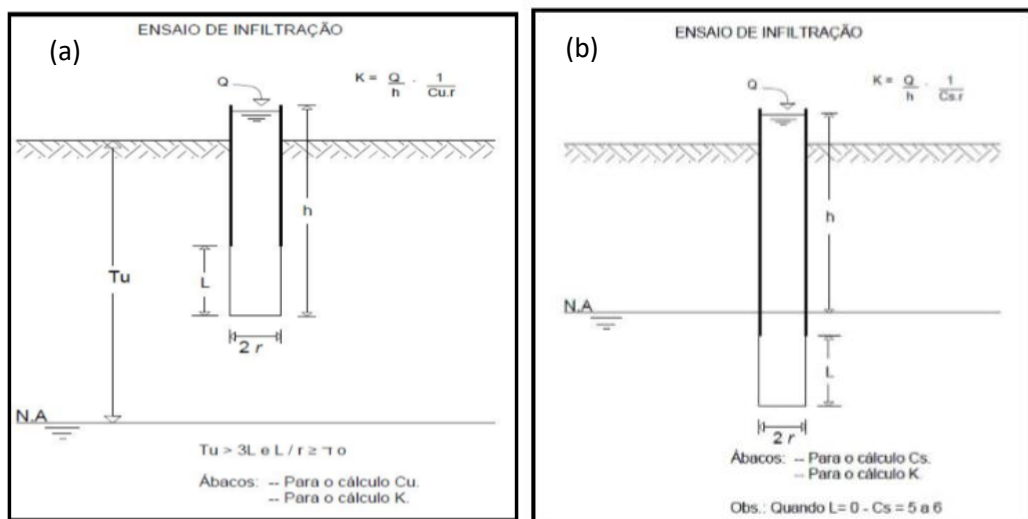


Figura 3.4.14: Esquema do ensaio com lanterna acima (a) e abaixo (b) do N.A.

Q – Caudal de entrada; L – Comprimento da lanterna (mínimo de 1 m); h – Altura da coluna de água; T_u – Altura da superfície até o N.A.; r – Raio externo do furo. K – Coeficiente de permeabilidade.

Para execução abaixo do nível de água o comprimento de h é dado até a profundidade no N.A. A carga hidráulica é dada pela altura de água no furo acima do nível freático (a carga é considerada nula antes do ensaio).

No ensaio de carga hidráulica variável introduz-se ou bombeia-se um dado volume de água na cavidade e registam-se as variações do nível piezométrico no furo de sondagem ao longo do tempo. Este tipo de ensaio é, em geral, realizado em solos pouco permeáveis ($k < 10^{-4}$ cm/s) (Tabela 3.4.6). Neste tipo de ensaio a determinação do coeficiente de permeabilidade é feita pela equação (10):

$$h = h_0 * e^{-\frac{k \cdot C}{S} \cdot (t - t_0)} \Rightarrow k = \frac{S}{C \cdot (t - t_0)} * \ln\left(\frac{h_0}{h}\right) \quad (10)$$

onde a carga h é variável ao longo do tempo t e considerando S a área transversal da secção ensaiada.

Em termos comparativos, é de referir que os ensaios realizados com carga hidráulica constante são de realização trabalhosa, mas dão resultados fáceis de interpretar. Os ensaios com carga variável são de realização muito simples, mas a interpretação dos resultados, não é, em regra, fácil.

Tabela 3.4.6: Valores de permeabilidade consoante a granulometria dos solos.

k (cm/s)	10^5	10^2	10^1	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-5}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Solo	Seixos e Cascalheira			Areias			Areias finas siltosas e argilosas, siltes argilosos				Argilas		

Para minimizar os erros no cálculo do coeficiente de permeabilidade é conveniente garantir a forma da cavidade, utilizando tubos de revestimento no trecho a ensaiar. Estes mantêm estáveis as paredes do furo e permite o fluxo de água ao maciço sem grandes perdas de carga. Nas sondagens à percussão e rotativas, onde o método de escavação é através da circulação de água, após a escavação do furo e, ao atingir a profundidade onde será realizado o ensaio, deverá levantar-se alguns centímetros a composição de perfuração e manter a circulação de água até que se observe a água de retorno sem detritos, procedendo assim à limpeza do furo.

Uma das dificuldades na interpretação dos resultados destes ensaios resulta de que, em regra, não se determina separadamente o coeficiente de permeabilidade vertical e horizontal, já que, quer no caso da cavidade cilíndrica, quer no caso de cavidade esférica, o coeficiente de permeabilidade que se determina é um coeficiente misto, afetado pela permeabilidade vertical e horizontal. Esta circunstância tem tanto mais importância, quanto menos isotrópico e homogéneo for o terreno onde se pretende determinar a permeabilidade.

No Anexo VII – Boletim de ensaio *Lefranc* encontra-se um exemplo de um boletim com os dados recolhidos durante o ensaio e os resultados do ensaio *Lefranc* realizado numa obra em Carcavelos, no passado ano 2019, observado no decorrer do estágio.

3.4.7. Ensaio *Lugeon*

O ensaio *Lugeon* é indicado para maciço rochoso, como referido anteriormente, e a sua criação e desenvolvimento serviu o propósito de determinar a permeabilidade dos respetivos maciços, para a construção de barragens e aferir as necessidades de obras de impermeabilização dos mesmos, evitando-se assim perdas de água sob as barragens.

O ensaio consiste na injeção de água sob pressão num certo trecho de um furo de sondagem e na medição da quantidade de água que entra no maciço rochoso durante um intervalo de tempo, a uma dada pressão de injeção (Figura 3.4.15). A realização do ensaio em vários degraus de pressão (crescente e decrescente) permite traçar curvas caudal-pressão que dão informação quanto ao regime hidrogeológico do maciço (turbulento ou linear) e quanto ao estado e tipo de fraturação nas proximidades do trecho ensaiado (Oliveira, 1972).

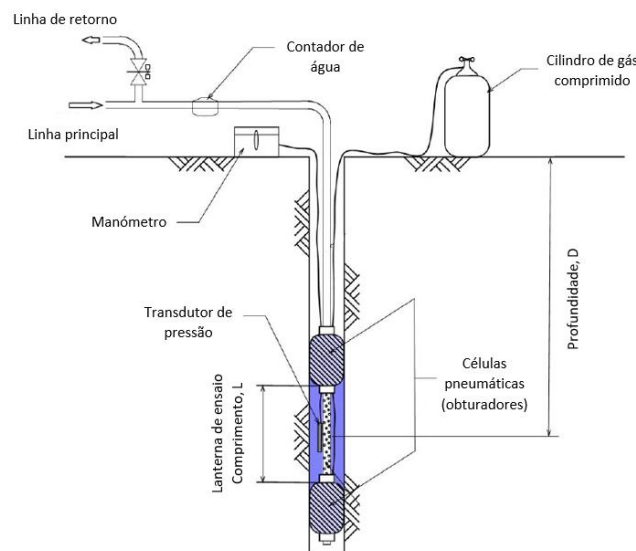


Figura 3.4.15: Configuração do ensaio *Lugeon* (Quinones-Rozo, 2010).

Neste tipo de ensaio introduz-se um obturador (Figura 3.4.16) dentro do furo de sondagem, com o objetivo de isolar a zona do furo na qual se deseja realizar o ensaio. O isolamento é conseguido bombeando água para dentro da manga de borracha do obturador (a), inchando-a e por sua vez, aumentando a pressão da manga contra as paredes da furação até ser atingida a pressão pretendida. Esta pressão é determinada consoante o maciço e o conhecimento prévio que exista sobre o mesmo, com o objetivo de não danificar a zona onde se instala o obturador e evitar possíveis fugas de água, durante o ensaio.

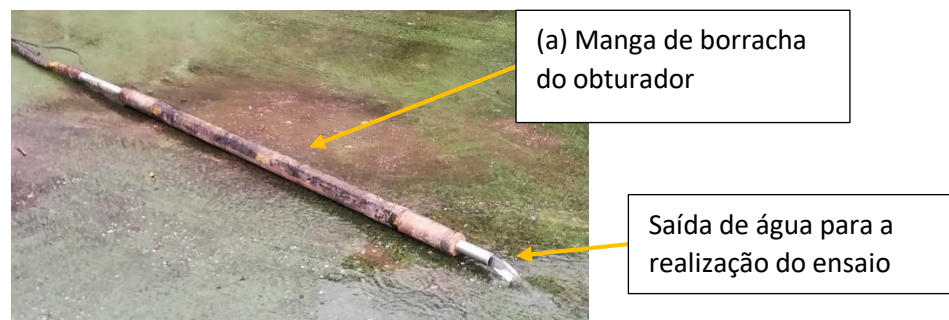


Figura 3.4.16: Teste ao obturador, utilizado no ensaio tipo *Lugeon*, numa obra em Lisboa, 2019.

Existem obturadores simples e obturadores duplos, sendo que nos simples o equipamento é capacitado de apenas um obturador, limitando assim a sua realização aos últimos metros do furo de sondagem, e à medida que a perfuração avança, enquanto no obturador duplo, existem duas células para aplicar pressão, podendo assim ser ensaiados dois trechos às profundidades pretendidas em modo descendente ou ascendente.

Os elementos, necessários à realização do ensaio, encontram-se apresentados na Figura 3.4.17. A pressão de injeção da água é lida em regra num manómetro (a) colocado à superfície, junto à boca do furo, a quantidade de água é lida num contador vulgar (b). Como referido na manga de borracha é aplicada uma pressão com injeção de água na mesma, isto é possível através de uma bomba manual de água (c).

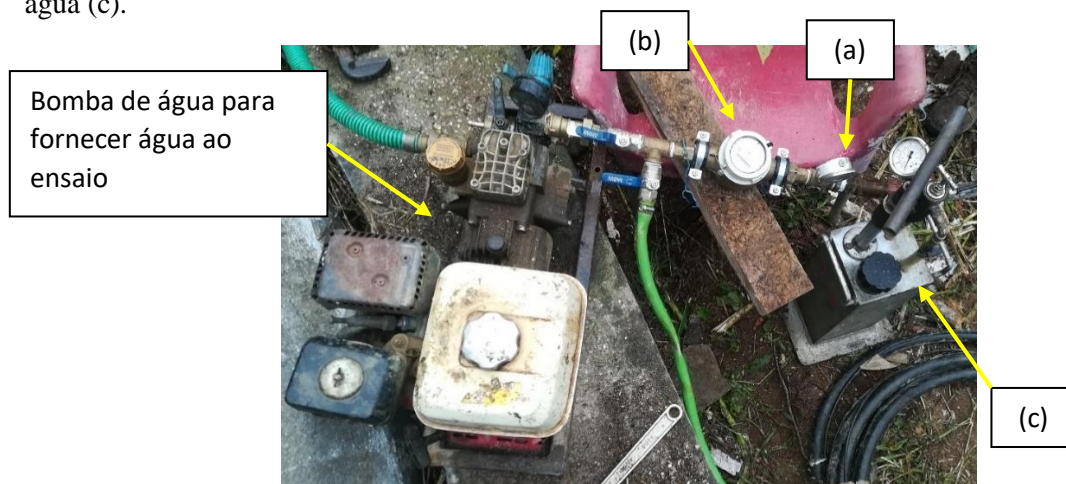


Figura 3.4.17: Equipamento necessário para a realização do ensaio Lugeon (Geotest, Lda.).

A tendência para normalizar o ensaio levou a que, em regra, o ensaio fosse realizado nas mesmas condições, independentemente do tipo e dimensão das obras que vão ser fundadas no maciço respetivo. Aparece assim a unidade *Lugeon* que corresponde a um litro por minuto e por metro, um ensaio em que a pressão de água se mantém, aproximadamente, a 1 MPa durante 10 minutos. A 1 *Lugeon* corresponde um valor para o coeficiente de permeabilidade k entre 1×10^{-5} e 2×10^{-5} para sondagens de diâmetros entre 0,05 m e 0,1 m (Oliveira, 1972).

O objetivo do ensaio é calcular as unidades *Lugeon* para os patamares de pressão, crescentes (P1 a P3) e decrescentes (P4 e P5), seguido da interpretação dos padrões nos gráficos caudal-pressão e a respetiva condutividade hidráulica (Roepert et al., 1992). Segundo a bibliografia consultada, uma das formas de calcular os patamares de pressão, que se relacionam com a profundidade, segue as seguintes relações:

- Pressão baixa (P1 e P5) em psi = $0,4 \times$ profundidade do trecho ensaiado em ft;
- Pressão média (P2 e P4) em psi = $0,7 \times$ profundidade do trecho ensaiado em ft;
- Pico de pressão (P3) em psi = $1,0 \times$ profundidade do trecho ensaiado em ft;

Os cinco patamares de pressão ficam completos pela seguinte sequência:

- Primeiros 10 minutos a pressão baixa (P1);
- Segundos 10 minutos a pressão média (P2);
- Terceiros 10 minutos no pico de pressão (P3);
- Quartos 10 minutos a pressão média (P4);
- Quintos 10 minutos a pressão baixa (P5);

São calculados valores únicos para cada patamar de pressão, tendo por base a seguinte equação (11) (referida em Roeper et al, 1992).

$$\text{Valor Lugeon} = \text{água usada num patamar (L/m/min)} \times \frac{10\text{bars}}{\text{patamar de pressão (bars)}} \quad (11)$$

A relativa magnitude dos cinco valores *Lugeon* é então comparada com os padrões, apresentados na Figura 1 que consta do Anexo VIII – Critérios de análise dos ensaios *Lugeon*, e a decisão é tomada sobre qual dos cinco valores de condutividade hidráulica (ou combinações) é mais representativo do trecho ensaiado. Existem várias interpretações possíveis sobre o regime hidrogeológico do maciço (turbulento ou linear) e quanto ao estado e tipo de fraturação nas proximidades do trecho ensaiado.

Na projeção dos dados do ensaio num gráfico de variação de fluxo em função da pressão, dois pontos com o mesmo valor de *Lugeon* serão projetados sobre uma reta, esta prolonga-se desde a origem do gráfico e o valor do declive é igual ao valor de *Lugeon* (Quinones-Rozo, 2010), como é possível observar pela Figura 3.4.18 com os pontos (1) e (2) do gráfico.

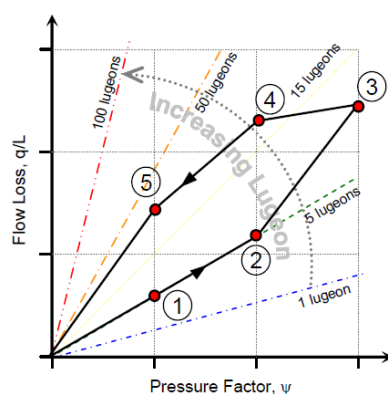


Figura 3.4.18: Interpretação do ensaio *Lugeon* num gráfico variação de fluxo vs pressão.

Quando se verifica proporcionalidades entre os caudais e as pressões está-se na presença de um escoamento laminar que, no caso de maciços rochosos, é característico de fraturas pouco espessas, onde as fraturas não apresentam enchimento ou este não impediu a circulação da água. No entanto, existem casos em que a injeção de água sob pressão conduz à colmatção progressiva das fraturas, por arrastamento de materiais e outros casos onde o efeito pode ser o oposto, ocorrendo lavagem das fraturas. Quando não há proporcionalidades na curva caudal-pressão, está-se na presença de um escoamento turbulento. Exemplos destes regimes hidráulicos apresentam-se na Figura 2 do Anexo VIII – Critérios de análise dos ensaios *Lugeon*.

Nos ensaios *Lugeon* observados no decorrer do estágio, numa obra em Lisboa, a sul do Cemitério dos Prazeres, não foi alcançado o valor de pressão do primeiro patamar de pressão considerado, nos três furos de sondagem onde estes ensaios foram realizados, provavelmente devido ao facto do maciço calcário se apresentar muito fraturado e de as fraturas se encontrarem em geral lavadas. Quando este tipo de ensaio não permite a obtenção de resultados conclusivos é frequente optar-se por outro tipo de ensaio para avaliar a permeabilidade, como é exemplo o ensaio *Slug Test*.

3.4.8. Ensaio *Slug Test*

Este ensaio foi possível observar no decorrer do estágio em algumas obras realizadas em Lisboa e arredores.

A permeabilidade ou condutividade hidráulica (k) é um parâmetro essencial para interpretar o movimento da água subterrânea. O método *Slug Test* é uma técnica rápida e pouco dispendiosa que requer a introdução ou remoção instantânea de um volume (sólido ou líquido) abaixo de água dentro do piezômetro (Figura 3.4.19). A condutividade hidráulica na vizinhança do furo de sondagem é obtida pela análise da variação do nível de água ao longo do tempo (Fabbri, 2012).

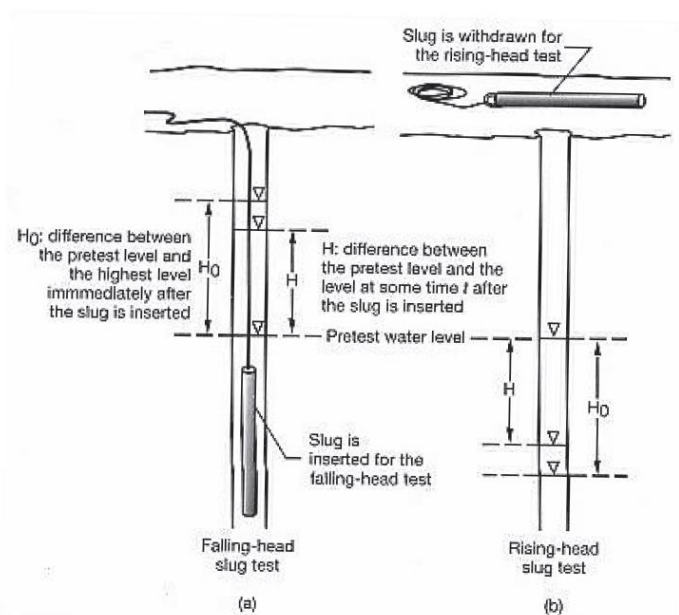


Figura 3.4.19: Esquema da execução do método *Slug Test* com a descida (a) e subida (b) do "slug" (Sanders, 1998).

Nos ensaios observados no decorrer do estágio, aplicou-se o seguinte método:

- Medição e registo do nível estático dentro do piezômetro (NHE);
- Medição e registo da profundidade livre;
- Descida da sonda (DIVER – Level logger - Figura 3.4.20) para registo automático de valores do nível da água em função do tempo (escala em segundos);
- Estabilização da sonda no interior do piezômetro, com registo da sua profundidade exata;
- Promoção da subida "instantânea" do nível da água dentro do piezômetro;
- Controlo da descida do nível da água até atingir o NHE;
- Recolha de todo o equipamento e registo em *software* próprio dos resultados obtidos.



Figura 3.4.20: Equipamento (DIVER) utilizado no ensaio *Slug Test*.

Para a interpretação dos resultados no ensaio de condutividade hidráulica pontual, utiliza-se o método de nível variável de Hvorslev (1951), com aplicação da equação (12), para o cálculo da condutividade (K).

$$K = \frac{r^2 * \ln (L/R)}{2 * L * T_0} \quad (12)$$

Onde R - Raio efetivo do piezômetro (incluindo o maciço filtrante); r - Raio do entubamento do piezômetro; L - Comprimento da zona filtrante; T_0 - Tempo correspondendo a $H/H_0=0,37$; H = nível medido para um tempo T; H_0 = deslocamento máximo inicial.

A solução de Hvorslev assume um conjunto de simplificações, tais como:

- O aquífero é livre e de extensão infinita;
- A superfície piezométrica é horizontal;
- A subida do nível da água é instantânea;
- O furo é parcial ou totalmente penetrante;
- O furo é considerado de diâmetro infinitesimal;
- O fluxo para o furo é horizontal, não existindo componentes verticais;
- O aquífero é homogêneo e isotrópico.

Na Figura 3.4.21 mostra um exemplo de gráfico com os resultados obtidos num ensaio *Slug Test*, com as curvas de ajustamento de Hvorsley utilizadas para a determinação dos valores de permeabilidade.

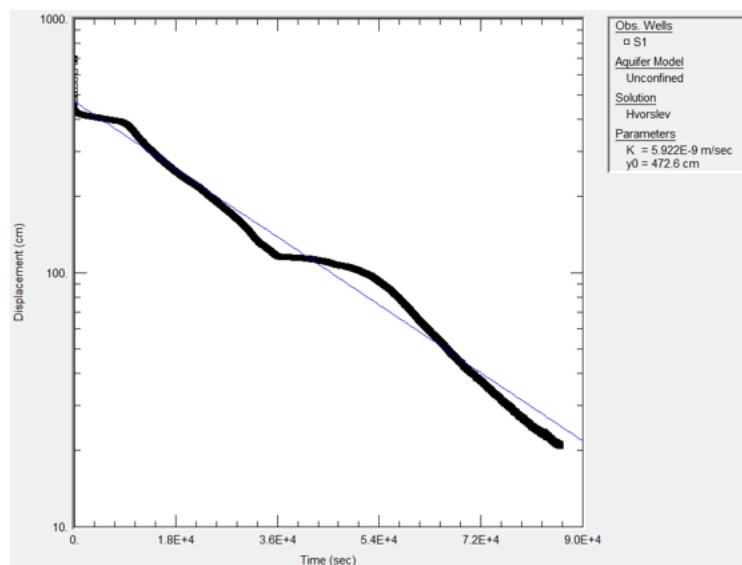


Figura 3.4.21: Curva de ajustamento do método de Hvorsley para interpretação do ensaio *Slug Test*, com a determinação do coeficiente de permeabilidade (k).

No Anexo IX – Boletim de ensaio pelo método *Slug Test* são apresentados os resultados, K – Condutividade hidráulica e o gráfico deslocamentos-tempo, de um dos ensaios realizados numa obra em Lisboa, na Rua da Alegria, próximo da Avenida da Liberdade.

3.5. Ensaaios Laboratoriais e Classificações de Solos

Os ensaios laboratoriais visam determinar as características essenciais para a classificação e caracterização geotécnica dos solos ensaiados, importantes para a realização de qualquer obra e tem como objetivo o acompanhamento dos ensaios *in situ*, sendo que no decorrer do estágio foram observados os seguintes:

- Análises Granulométricas por peneiração húmida (LNEC E-239-1971) e por peneiração e sedimentação (LNEC E 196-1996);
- Determinação de Limites de Consistência (LL – Limite de Liquidez e LP – Limite de Plasticidade) (NP 143-1969);
- Determinação do Teor em Água (NP 84-1966);
- Determinação da Densidade das Partículas (NP 83 – 1965);
- Ensaio de Corte não drenado (UNE 103401-98 CU);
- Ensaio de compactação – Proctor (LNEC E 197-1966);
- Ensaio CBR (LNEC E 198-1967).

Estes ensaios, análise granulométrica e a determinação dos limites de consistência, são utilizados para classificações dos solos, segundo os sistemas de classificação UNIFICADA e AASHTO (para fins rodoviários). Os restantes ensaios permitem a determinação de parâmetros geotécnicos.

A classificação de solos para fins rodoviários tem origem na *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), nos Estados Unidos da América, tem como principal objetivo, tal como o nome indica, classificar os solos face às suas possíveis aplicações rodoviárias. Este sistema de classificação tem por base a análise granulométrica e os limites de consistência. O solo é classificado e dividido por grupos, tal como pode ser consultado na Figura 1 do Anexo XI – Classificações de Solos.

A Classificação Unificada de solos é baseada na proposta feita por Casagrande, cuja finalidade seria classificar os solos como materiais de construção. De forma idêntica à classificação para fins rodoviários esta utiliza a análise granulométrica e os limites de consistência como base, sendo atribuída uma designação que o identifica. Na Figura 2 do Anexo XI – Classificações de Solos são apresentados os grupos em que se divide esta classificação.

3.5.1. Análises Granulométricas

3.5.1.1. Por Peneiração Húmida

A Análise Granulométrica por Peneiração segue a norma LNEC E-239, sendo que se pretende determinar quantitativamente a distribuição das partículas de acordo com a sua dimensão (Tabela 3.5.1), em particular as partículas retidas no peneiro de 0,074 (nº200) ASTM e a percentagem de material passada nesse peneiro.

Tabela 3.5.1: N° do peneiro (U.S.A.) e abertura da malha.

Fração Grosseira								
N° do peneiro	3"	2"	1" 1/2	1"	3/4"	3/8"	4	10
Malha (mm)	76,10	50,80	38,10	25,24	19,00	9,51	4,76	2,00
Fração Fina								
N° do peneiro	20	40	60	140	200			
Malha (mm)	0,841	0,420	0,250	0,105	0,074			

A quantidade de material necessária e o modo de efetuar a sua preparação são definidos na especificação LNEC E 195. O ensaio realiza-se com a passagem do solo em estudo pela série de peneiros de 76,10 mm (nº 3") a 0,074 mm (nº200) (Figura 3.5.1) por agitação mecânica. Os valores serão tratados separadamente, entre a fração retida ou passada pelo peneiro 2,00 mm (nº10).



Figura 3.5.1: Série de peneiros para a análise granulométrica (Geotest, Lda.).

As porções retidas no peneiro 2,00 mm são passadas de novo nos peneiros de malha de abertura superior a 2,00mm, e após a peneiração, são determinadas as massas das diferentes frações retidas nos peneiros.

Por sua vez, as porções que passam no peneiro 2,00 mm são secadas na estufa e pesadas, de seguida toma-se 100 g (solos arenosos) ou 50 g (solos siltsos ou argilosos) e pesam-se estas porções. Num copo de precipitação juntam-se os solos e água (250 cm³) (com hexametáfosfato de sódio, previamente misturados) deixando repousar cerca de uma hora, agitando de vez em quando.



Figura 3.5.2: Processo de lavagem do material, com recurso ao peneiro nº 200 (0,074 mm) (Geotest, Lda.).

O material em suspensão é transferido para um peneiro de 0,074 mm (nº200) onde é lavado (Figura 3.5.2). Neste passo o material que passa no peneiro é desprezado e o material que fica retido é colocado numa cápsula e vai secar na estufa até massa constante (105°C-110°C). Por fim, este solo seco é passado nos peneiros de malha de abertura superior a 0,074 mm (nº200) até 0,841 mm (nº20) e determinam-se as massas de cada porção retida nos diferentes peneiros.

Com os resultados obtidos, é possível traçar-se uma curva granulométrica num gráfico semilogarítmico, como exemplificado no Anexo XII – Boletim da análise Granulométrica por Peneiração Húmida, ou através de um quadro onde são discriminadas as frações granulométricas apresentadas na Tabela 3.5.2.

Tabela 3.5.2: Discriminação das frações granulométricas para apresentação dos resultados, segundo a norma LNEC E-239.

Material		Diâmetro
Seixo	Grosso	60 a 20 mm
	Médio	20 a 6 mm
	Fino	6 a 2 mm
Areia	Grossa	2 a 0,6 mm
	Média	0,6 a 0,2 mm
Material de diâmetro equivalente inferior a 0,074 mm		

3.5.1.2. Por Peneiração e Sedimentação

A Análise Granulométrica por Peneiração e sedimentação segue a norma LNEC E-196, tendo o mesmo objetivo descrito no capítulo anterior (3.5.1.1. Por Peneiração Húmida).

Nesta norma o processo de peneiração da fração grosseira e fina é descrito de forma semelhante ao do ponto anterior, tendo a mais a descrição do processo de dispersão do solo e da análise granulométrica por sedimentação.

A fração que fica retida no peneiro nº10 (2,00mm) é tratada de igual modo à anteriormente descrita, no entanto, para a fração que passa no peneiro nº10 (2,00mm), a preparação do solo para a análise granulométrica tem por base a composição do solo, ou seja, o teor em matéria orgânica e a existência de compostos de cálcio, existindo as seguintes divisões:

- Solos com baixo teor em matéria orgânica (menos de 2%) e sem compostos de cálcio;
- Solos com teor em matéria orgânica superior a 2% e sem composto de cálcio;
- Solos com baixo teor em matéria orgânica (menos de 2%) e com compostos de cálcio;
- Solos com teor em matéria orgânica superior a 2% e com compostos de cálcio;

Após a preparação do solo é realizado um processo de dispersão do solo, onde é feita de novo uma lavagem do solo no peneiro de 0,074 mm (nº200), em que a fração que fica retida no peneiro passa de novo pela estufa para secar e, de seguida, pelos peneiros com abertura maior que 0,074 mm. A fração que passa no peneiro nº200, não é desprezada, como acontecia no procedimento anterior (capítulo 3.5.1.1), mas é transferida para uma proveta que se enche com água destilada (até à marca de 1000 cm³).



Figura 3.5.3: Equipamento para a preparação da amostra, e realização do ensaio para a análise granulométrica por sedimentação (Geotest, Lda.).

Nestas condições é possível dar início ao processo da análise granulométrica por sedimentação, onde o solo na proveta, com água destilada, é agitado cuidadosamente, e de seguida dá-se início à contagem do tempo e introduz-se nesse instante o densímetro (Figura 3.5.3). Realizam-se leituras ao fim de 1, 2 e 5 minutos e de seguida retira-se o densímetro. Posteriormente voltam a realizar-se leituras aos 15 min, 30 min, 60 min (1 hora), 250 min, 1440 min (24 horas) e 2880 min (48 horas). É necessário registar a temperatura da suspensão após cada leitura do densímetro. Na Figura 1 do Anexo XIII – Boletins da análise Granulométrica por Peneiração e Sedimentação encontra-se um exemplo de um boletim com os valores medidos durante o processo de sedimentação.

Os resultados, à semelhança da Peneiração Húmida (capítulo 3.5.1.1) podem ser apresentados numa curva granulométrica num gráfico semilogarítmico (na Figura 2 no Anexo XIII – Boletins da análise Granulométrica por Peneiração e Sedimentação), ou num quadro, a menos de 1%, discriminando as frações granulométricas apresentadas na Tabela 3.5.3.

Tabela 3.5.3: Discriminação das frações granulométricas para apresentação dos resultados, segundo a norma LNEC E-196.

Material		Diâmetro (mm)
Seixo	Grosso	60 a 20
	Médio	20 a 6
	Fino	6 a 2
Areia	Grossa	2 a 0,6
	Média	0,6 a 0,2
	Fina	0,2 a 0,06
Silte	Grosso	0,06 a 0,02
	Médio	0,02 a 0,006
	Fino	0,006 a 0,002
Argila		< 0,002

3.5.2. Determinação de Limites de Consistência (LL + LP)

A determinação dos Limites de Consistência segue a norma NP 143, tendo como objetivo definir e fixar os processos para determinar os limites de liquidez, de plasticidade e de retração de solos para efeitos de engenharia civil.

Esta é somente aplicável a solos com cerca de 30%, ou mais, em massa, de partículas de dimensões inferiores a 0,05 mm. Ficam, portanto, excluídos os solos predominantemente arenosos, para os quais este ensaio, mesmo quando possível, perde o seu significado. Entende-se por limite de liquidez de uma amostra de solo o teor em água correspondente a 25 pancadas, obtido por interpolação numa curva que relaciona o teor em água de cada um de 4 provetes da amostra com o número de pancadas para o qual o ensaio é feito na concha de Casagrande (norma NP 143). Limite de liquidez representa-se pelo símbolo LL.

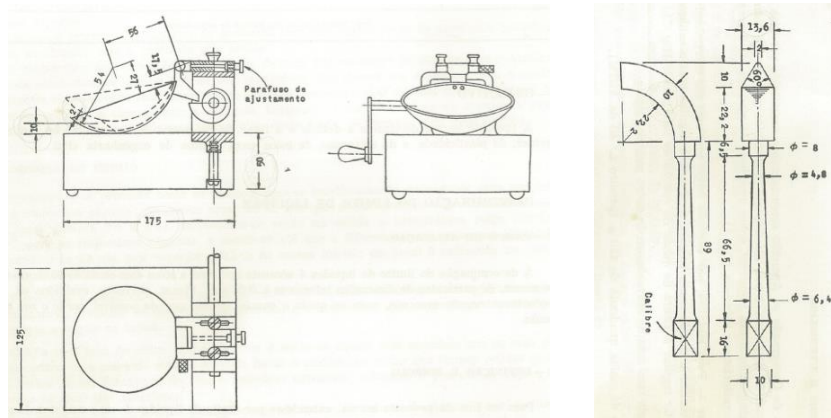


Figura 3.5.4: Representação da Concha de Casagrande e do riscador (Fonte: NP 143, LNEC, Janeiro 1971).

A Concha de Casagrande, conforme visível na Figura 3.5.4, é um aparelho essencialmente constituído por uma calote esférica de latão, com 2 mm de espessura, e por um dispositivo mecânico que permite fazer levantar a calote que em seguida cai, de altura regulável, sobre uma base de madeira, de borracha dura ou outro material de características idênticas.

Para a determinação do limite de liquidez, coloca-se o solo dentro da concha com auxílio de uma espátula e, alisando este, de seguida marca-se um sulco que é obtido deslocando o riscador segundo o diâmetro da concha normal ao eixo da manivela e mantendo-o perpendicular à superfície da concha. Aciona-se em seguida a manivela, que promove a subida e descida da concha provocando as pancadas, até que as duas porções do provete (do solo colocado e marcado), devido às pancadas da concha sobre a base, entrem em contacto pela parte inferior do sulco numa extensão de cerca de 1cm e anota-se o número de pancadas correspondente (Figura 3.5.5).

Por fim retira-se, com a ponta da espátula, cerca de 10 g do provete, da zona do sulco em que se deu a união e procede-se à determinação do seu teor em água (segundo a norma NP-84, descrita no capítulo 3.5.3 - Determinação do Teor em Água).



Figura 3.5.5: Etapas para a realização do ensaio para a determinação do limite de liquidez (Geotest, Lda.).

A determinação do limite de plasticidade é somente possível nas mesmas condições referidas para a determinação do limite de liquidez. Entende-se por limite de plasticidade de uma amostra de solo a média dos teores em água de 4 provetes da amostra a ensaiar, cada um dos quais é o maior teor em água com que rompe cada provete ao pretender-se transformá-lo num filamento cilíndrico com cerca de 3mm de diâmetro, por rolagem entre a palma da mão e uma placa de vidro (Figura 3.5.6). Representa-se pelo símbolo LP (norma NP 143).

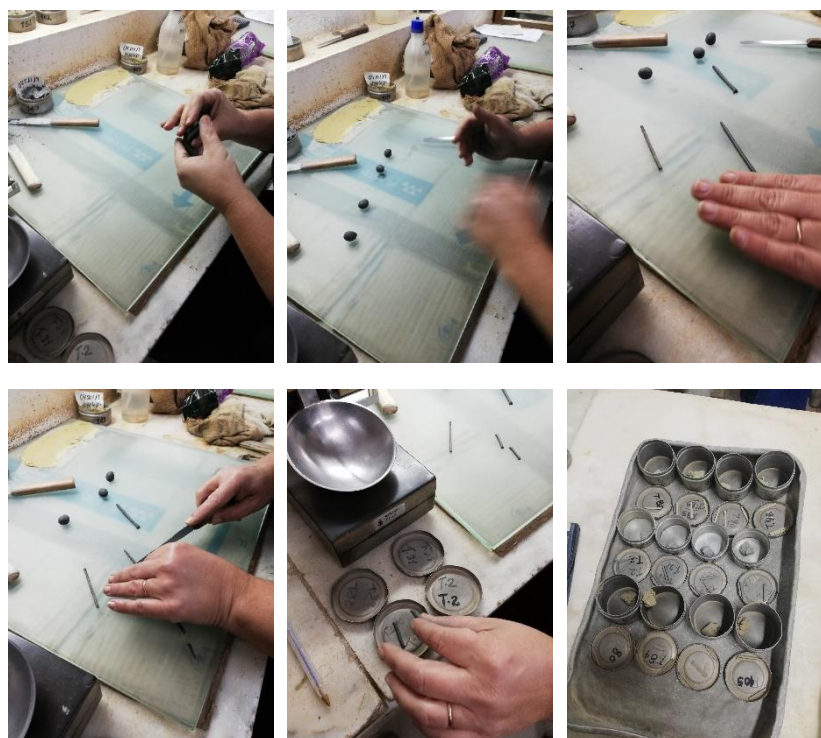


Figura 3.5.6: Etapas para a realização do ensaio para a determinação do limite de plasticidade (Geotest, Lda.).

A determinação do Índice de Plasticidade (IP) é feita pela diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade. Existem, porém, algumas exceções na determinação do índice de plasticidade, onde o mesmo é designado como não plástico (NP):

- Quando não é possível determinar o limite de plasticidade ou o limite de liquidez;
- Quando o solo tem uma componente arenosa muito elevada (>30%), devendo primeiro tentar obter-se o limite de plasticidade. Na incapacidade de determinação do mesmo, tanto o limite de plasticidade como de liquidez são designados como solos não plásticos (NP);
- Quando o limite de plasticidade tem um valor igual ou superior ao limite de liquidez.

O principal uso do índice de plasticidade é servir como auxiliar nas classificações dos solos, nomeadamente na Classificação Unificada e na Classificação AASHTO.

No Anexo XIV – Boletim da determinação dos Limites de Consistência encontra-se um boletim onde são apresentados os resultados para os Limites de Liquidez e Plasticidade e, por fim, do Índice de Plasticidade.

3.5.3. Determinação do Teor em Água

Apesar de existirem ensaios *in situ* expeditos para calcular o teor em água de um solo, estes não têm o mesmo rigor caso seja realizado em laboratório e com secagem numa estufa, pelo que é considerado um ensaio laboratorial.

Este ensaio consiste na determinação da percentagem de água existente num determinado solo no seu estado natural. É um ensaio com o qual é necessário ter cuidados acrescidos desde a colheita de amostras, pois estas devem vir acondicionadas de forma a não ocorrer contacto com o ar, levando à evaporação. Na prática, para obter o teor em água (w) de um solo, o procedimento consiste em determinar a perda de massa, por secagem do provete, até massa constante, em estufa com temperatura controlada (Figura 3.5.7).



Figura 3.5.7: Estufa com 3 provetes para secagem (Geotest, Lda.).

Para a determinação do teor em água (ω) de uma determinada amostra de solo é seguido o procedimento que consta na norma portuguesa NP 84 (1965). O teor em água (ω) é dado pela equação (13):

$$w = \frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} * 100 \quad (13)$$

m_1 - massa do recipiente (g); m_2 - massa do recipiente e do provete antes da secagem(g); m_3 – massa do recipiente e do provete seco.

O teor em água serve como guia para a classificação de solos naturais, assim como critério de controlo de solos compactados. Na Figura 3.5.8 encontra-se exemplificado um boletim com os resultados do ensaio para a determinação do teor em água.

Ensaio		1	2	3
Recipiente	nº	202	234	289
Peso do recipiente	(g)	36.18	20.59	36.47
Peso do recipiente + solo húmido	(g)	139.77	135.60	145.75
Peso do recipiente + solo seco	(g)	126.08	121.92	131.40
Peso da água	(g)	13.69	13.68	14.35
Peso do solo seco	(g)	89.90	101.33	94.93
Teor em água	(%)	15.23	13.50	15.12
VALOR MÉDIO		(%)		
		14.6		

Figura 3.5.8: Boletim para a determinação do teor de água (Geotest, Lda.).

3.5.4. Determinação da Densidade das Partículas

A determinação da densidade das partículas é realizada com base na norma portuguesa NP-83 de 1965, que define a densidade das partículas de um solo como o quociente da massa dum dado volume dessas partículas à temperatura do ensaio, pela massa de igual volume de água destilada a 20°C. A norma tem o objetivo de fixar o modo de efetuar a determinação da densidade das partículas de um solo que passam no peneiro de malha quadrada de 4,76 mm de abertura (peneiro nº4).



Figura 3.5.9: Etapas para a realização do ensaio para a determinação da densidade das partículas (Geotest, Lda.).

Existem duas formas para realizar o ensaio: com secagem prévia ou sem secagem prévia do provete. No ensaio com secagem prévia, introduz-se o provete na cápsula tarada, mantém-se na estufa entre 105°C e 110°C até massa constante, deixa-se arrefecer e pesa-se (m_4). Transfere-se o provete, sem perdas, para o picnómetro, que se enche até cerca de três quartos da capacidade com água destilada, de preferência, isenta de ar e deixa-se embeber durante pelo menos 12 horas. O ar remanescente extrai-se ou por ebulição e agitação durante, pelo menos, 10 minutos, ou utilizando um exsiccador de vácuo. Em qualquer dos casos, deixa-se o picnómetro em repouso até que o seu conteúdo atinja a temperatura ambiente. Acrescenta-se água destilada de preferência isenta de ar até ao traço de referência, enxuga-se cuidadosamente e de seguida pesa-se (m_5). Determina-se a temperatura do conteúdo do picnómetro (t_x).

Quando não se realiza a secagem prévia do provete, este introduz-se diretamente no picnómetro, procede-se como foi indicado para o provete com secagem prévia e, após a determinação da temperatura (t_x), vaza-se o conteúdo do picnómetro na cápsula previamente tarada e, depois de evaporar a água, está é colocada na estufa entre 105°C e 110°C para secar, até massa constante, deixa-se arrefecer no exsiccador e pesa-se (m_4).

$$d_{20}^{t_x} = \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} * k \quad (14)$$

A densidade das partículas, à temperatura t_x , em relação à água destilada a 20°C é dada pela equação (14), onde:

- m_3 – massa (g) do picnômetro cheio de água, à temperatura t_x ;
- m_4 – massa (g) do provete seco;
- m_5 – massa (g) do picnômetro com o provete e a água à temperatura t_x ;
- k – quociente da densidade da água à temperatura t_x pela densidade da água a 20°C (Tabela 3.5.4).

Tabela 3.5.4: Densidade da água e do fator k (NP 83 - 1965).

Temperatura (°C)	Densidade	k
10	0,999973	1,002
11	0,999963	1,001
12	0,999953	1,001
13	0,999941	1,001
14	0,999927	1,001
15	0,999913	1,001
16	0,999897	1,001
17	0,999880	1,001
18	0,999862	1,000
19	0,999843	1,000
20	0,999823	1,000
21	0,999802	1,000
22	0,999780	1,000
23	0,999757	0,999
24	0,999733	0,999
25	0,999708	0,999
26	0,999681	0,999
27	0,999654	0,998
28	0,999626	0,998
29	0,999598	0,998
30	0,999568	0,997

No boletim com as conclusões do ensaio, os resultados devem apresentar-se arredondados às centésimas e devem ser acompanhados com a indicação da temperatura a que foi efetuado o ensaio, o modo de realização do ensaio (com ou sem secagem prévia do provete) e a fração granulométrica a que o resultado se reporta, no caso de ter sido necessário separá-la por peneiração.

3.5.5. Ensaio de Corte Direto não drenado

A resistência ao corte é a propriedade do material que lhe permite resistir ao deslocamento das suas partículas, quando aplicada uma força externa. Esta propriedade não pode ser considerada constante uma vez que varia consoante as características da rocha ou solo, nomeadamente a sua natureza (Vallejo et al., 2002). O estudo da resistência ao corte realiza-se com o objetivo de conhecer o valor máximo da tensão de corte e tem como base o critério de *Mohr-Coulomb* (Figura 3.5.10).

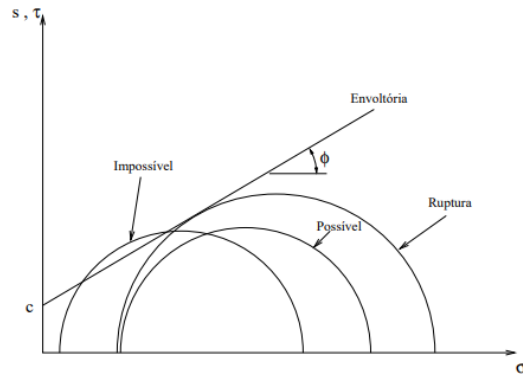


Figura 3.5.10: Critério de Mohr-Coulomb.

O ensaio de corte direto não drenado segue a norma espanhola UNE 103401-98, sendo que o laboratório de Mecânica de Solos e Materiais da Geotest elaborou uma tradução onde baseia os seus ensaios. A norma referida tem como objetivo a determinação dos parâmetros de resistência (coesão – c , ângulo de atrito interno – ϕ) de uma amostra de solo submetida a uma força de corte. Também é possível obter parâmetros de resistência residual (c_R e ϕ_R).



Figura 3.5.11: Equipamento para o ensaio de corte direto, com pormenor para o provete durante o ensaio.

Para cada leitura efetuada são determinadas a força horizontal aplicada e a tensão de corte sobre a superfície de rotura do provete. A tensão de corte é calculada pela equação (15):

$$\tau = \frac{F_h}{A} \text{ (MPa)} \quad (15)$$

τ – Tensão de corte sobre a superfície de rotura do provete (MPa); F_h - Força horizontal aplicada ao provete (N); A – Área do provete (mm²).

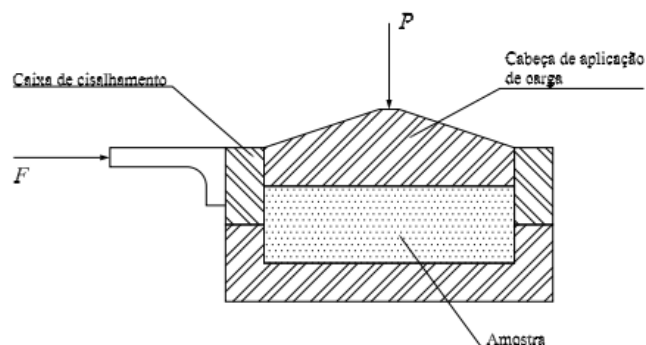


Figura 3.5.12: Esquema do equipamento para o ensaio de corte direto.

Normalmente o ensaio realiza-se em três provetes de uma mesma amostra de solo, submetendo-os a tensões normais diferentes, para obter uma relação entre a tensão tangencial na rotura e a tensão normal aplicada. Este ensaio é indicado para solos com partículas de pequenas dimensões (areia, siltes e argilas). No presente relatório será abordado o ensaio de corte direto consolidado - não drenado (CU), mas é importante referir os restantes ensaios possíveis de serem feitos, sendo eles, o ensaio de corte consolidado - drenado (CD) e o ensaio de corte não consolidado - não drenado (UU).

No ensaio consolidado não drenado (CU) é aplicada uma força vertical ao provete, permitindo a drenagem do solo até ser finalizada a consolidação primária. Seguidamente procede-se à rotura do provete a uma velocidade suficientemente rápida, de forma a que não ocorra drenagem. Com este tipo de ensaio obtêm-se os parâmetros de resistência não drenada, c_{cu} e ϕ_{cu} .



Figura 3.5.13: Amostras indeformadas na câmara húmida (esquerda) e preparação/moldagem do provete (direita) (Geotest, Lda.).

Os provetes para o ensaio são previamente preparados, como referido anteriormente, sendo normalmente preparados até três provetes iguais, a partir de uma mesma amostra. Durante a preparação e moldagem do provete (Figura 3.5.13) devem evitar-se, o mais possível, as perdas de humidade, realizando estas operações em câmara húmida, caso seja necessário.

Após o ensaio, devem realizar-se as seguintes operações, para a apresentação gráfica dos resultados:

- Num gráfico, representam-se em ordenadas as tensões tangenciais expressas em kPa e em abcissas o deslocamento horizontal, expresso em mm, correspondentes a cada um dos provetes ensaiados (Figura 3.5.14).

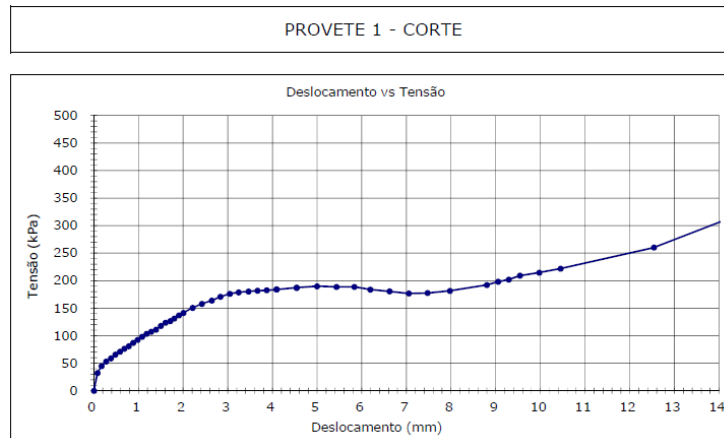


Figura 3.5.14: Gráfico tensão-deformação com os resultados do Ensaio de Corte Direto, não drenado (CU), sobre uma amostra indeformada de solo, de uma obra na Praça de Espanha, segundo a norma UNE 103401-98 (Geotest, Lda.).

- De cada relação tensão-deformação, toma-se o valor da resistência tangencial máxima, $\tau_{\text{máx.}}$, em kPa, e a deformação horizontal correspondente.

Num mesmo gráfico representam-se em escala decimal, a tensão tangencial máxima $\tau_{\text{máx.}}$, em kPa, em ordenadas e a tensão normal, σ_n , também em kPa, em abcissas, dos três provetes analisados no ensaio. É imprescindível que a escala em ambos os eixos seja a mesma.

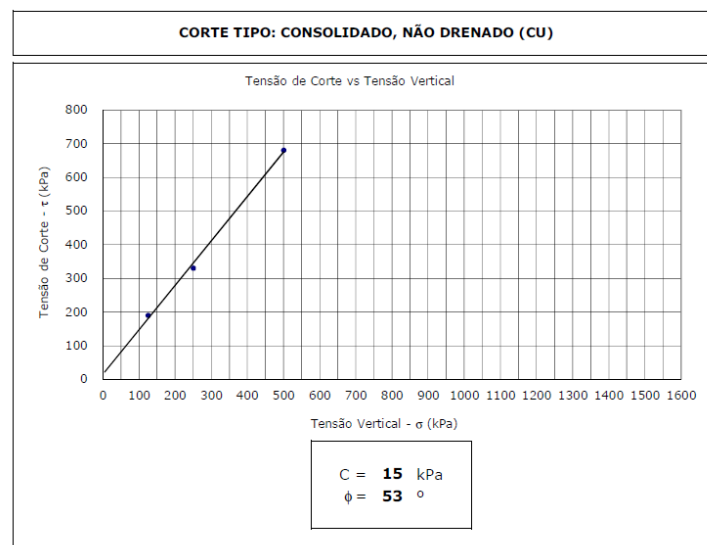


Figura 3.5.15: Gráfico tensão de corte-tensão normal, com o resultado do Ensaio de Corte Direto, não drenado (CU), sobre uma amostra indeformada de solo, de uma obra na Praça de Espanha, segundo a norma UNE 103401-98 (Geotest, Lda.).

Estimando que a relação entre $\tau_{\text{máx}}$ e σ_n seja linear, a pendente da linha de melhor ajuste e o ponto de interseção do eixo das ordenadas dão os parâmetros de resistência do solo, ângulo de atrito e coesão (Figura 3.5.15), respetivamente.

3.5.6. Ensaio de compactação - Proctor

A compactação pode ser definida, de forma genérica, como a diminuição do volume aparente de uma massa de solo e, consequentemente, do índice de vazios. É um processo que se realiza utilizando a aplicação rápida e repetida de cargas. A diminuição do volume e do índice de vazios, levam a um peso volúmico seco (γ_d) superior, aumentam a área de contacto de partículas do solo, aumentando assim a sua capacidade de suportar cargas, e diminuindo a possibilidade de sofrer assentamentos e de ser atravessado por água.



Figura 3.5.16: Equipamento Proctor e um ensaio a decorrer com molde pequeno (Geotest, Lda.).

O ensaio tipo Proctor é um ensaio laboratorial que tenta recriar as condições existentes em obra, de forma a poder determinar-se o teor em água ótimo (ω_{opt}) para o qual, com uma determinada energia de compactação, se consegue atingir o maior valor de peso volúmico seco (γ_d máx). O ensaio de compactação segue a norma LNEC E-197.

Para a realização deste ensaio recorre-se a um molde normalizado, podendo ser molde grande ou molde pequeno (Figura 3.5.17, os dois moldes tem a mesma área de base circular, diferenciando apenas o volume e área do cilindro com amostra, como é possível observar na seguinte figura), cujo volume é conhecido. Neste molde é gradualmente colocada a amostra a ensaiar e compactada com a ajuda de um batente, mecânico (Figura 3.5.16) ou manual. Com este passo recria-se a contínua deposição e compactação da amostra, de forma semelhante à que acontece no terreno/obra.



Figura 3.5.17: Molde pequeno (esquerda) e molde grande (direita) para o ensaio Proctor (Geotest, Lda.).

Quando todo o molde for completamente preenchido, é retirado o topo do mesmo, rasada a amostra de forma a ficar ao nível do molde, pesado todo o conjunto e retirada uma amostra para calcular o teor em água. Da amostra inicial são preparados previamente 6 provetes, onde a cada um deles é acrescentada uma determinada quantidade de água, sempre diferente em todos. Assim, cada provete terá um peso

volúmico e um teor em água diferente, como é possível observar pelo boletim de resultados presente na figura no Anexo XV – Boletim de ensaio de compactação - Proctor.

Com a adição de uma quantidade de água diferente em cada provete, o objetivo é que no final possam projetar-se os valores de teor em água e peso volúmico e que a relação entre os 4 valores obtidos seja 2 ascendente e os outros 2 descendente. Com esta condição é possível traçar uma “curva de compactação”, cujo pico corresponde ao teor em água ótimo e onde se obtém o maior peso volúmico possível.

3.5.7. Ensaio CBR

O ensaio realizado pelo método CBR (*California Bearing Ratio*), que permite determinar a espessura necessária para pavimentos flexíveis, pode ser realizado em laboratório ou *in situ*. Foi criado no ano de 1928 e é um método bastante utilizado no dimensionamento de pavimentos de estradas e aeródromos/aeroportos. O ensaio consiste, de uma forma simples, na medição da força que é necessário aplicar para cravar um pistão normalizado a uma velocidade constante até uma profundidade (pré-determinada) na amostra de solo saturada.

A força requerida para o pistão penetrar a profundidade indicada, expressa em percentagem de força necessária para o mesmo pistão penetrar e com velocidade constante, num provete normalizado, corresponde ao valor CBR. Em regra, usam-se as penetrações de 0,0025 m e 0,005 m. Esta é uma medida convencional aferidora da capacidade de suporte dum solo que, introduzida em ábacos obtidos experimentalmente, permite determinar a espessura necessária dos pavimentos flexíveis.

O ensaio CBR segue a norma LNEC E-198, onde são especificados os objetivos do ensaio, os equipamentos, as diferenças entre o ensaio *in situ* e o ensaio de laboratório com amostras intactas ou em provetes moldados. Os ensaios com provetes compactados em laboratório são efetuados principalmente com vista à obtenção de elementos para o dimensionamento de pavimentos. Os ensaios com amostra intacta podem ser usados no dimensionamento quando as condições naturais são os fatores dominantes. Os ensaios *in situ* são usados principalmente para o controlo da construção e para verificar a homogeneidade da plataforma, no entanto, em circunstâncias especiais utilizam-se também para o dimensionamento de pavimentos.

O valor CBR dum solo depende principalmente da sua baridade, do teor em água usado na compactação e do teor em água na altura em que se faz a penetração. Em laboratório, uma vez que a compactação usada na moldagem reproduz a compactação prevista na obra, as duas primeiras variáveis podem ser cuidadosamente controladas durante a preparação dos provetes. O mesmo já não é possível para a humidade depois da embebição, cuja dispersão pode ser grande.



Figura 3.5.18: Equipamento para a aplicação das pancadas (Geotest, Lda.).

A realização deste ensaio pressupõe o conhecimento do peso volúmico seco e do teor em água que será utilizado na compactação, dados que podem ser obtidos realizando o ensaio de compactação Proctor, razão pela qual os ensaios costumam ser realizados sequencialmente. Na realização do ensaio CBR são moldados três provetes de forma semelhante ao Proctor, porém para cada molde são utilizadas

quantidades diferentes de pancadas por camada, obtendo-se assim um valor de compactação relativa diferente para cada um deles. Geralmente os números de pancadas são 12, 25 e 55, no entanto estes podem ser diferentes a pedido do Cliente, as pancadas são aplicadas por um equipamento semelhante ao utilizado no ensaio de compactação – Proctor (Figura 3.5.18).



Figura 3.5.19: Moldes com solo, para o ensaio CBR, dentro do tanque para se proceder à saturação (Geotest, Lda.).

Depois de moldados, os provetes são deixados a saturar durante 4 dias (Figura 3.5.19). É instalado um defletómetro de forma a controlar a expansão sofrida pelo provete, devendo ser feita no mínimo uma leitura diária. No final deste período o provete é removido da água, e após 15 minutos é pesado para determinar o seu peso volúmico e teor em água.

O provete é então sujeito à penetração de um pistão com 5 kgf a uma velocidade de 1mm/min. São registados os valores de força necessários para a penetração de diferentes profundidades. É a profundidade e a força necessária para a atingir, que são posteriormente projetadas nos boletins do ensaio, resultando nas curvas força-penetração (Figura 3.4.19).

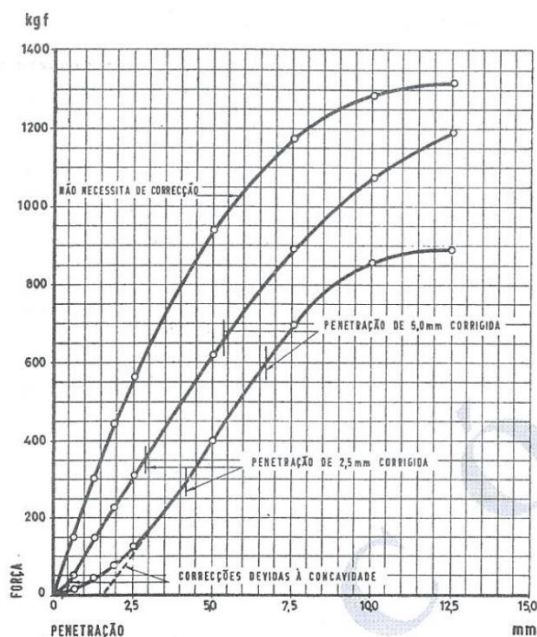


Figura 3.5.20: Correção de curvas força-penetração (LNEC E-198).

O valor do CBR é calculado com base na força x, expressa em kgf, correspondente a uma determinada penetração do provete de solo e na força y, também expressa em kgf, correspondente a uma dada penetração do provete padrão. Este cálculo tem por base a equação (16).

$$CBR = \frac{x}{y} * 100 \quad (16)$$

Na Tabela 3.5.5 é apresentada a relação entre a penetração e a força aplicada, em provetes padrão, presente na norma LNEC E-198.

Tabela 3.5.5: Valores normalizados para a curva força-penetração do provete padrão (LNEC E-198).

Penetração (mm)	Força (kgf)
2,5	1355
5,0	2033
7,5	2575
10,0	3177
12,5	3500

Após o cálculo do valor de CBR para cada um dos provetes, é feita a média dos três. O resultado da média é o valor de CBR determinado para essa amostra. De uma forma simples, uma amostra é mais resistente à deformação e menos flexível, quando maior for o valor de CBR obtido. No Anexo XVI – Boletins de ensaio CBR é apresentado um exemplo dos resultados obtidos num ensaio CBR efetuado sobre uma amostra de uma obra Lisboa.

4. Monitorização geotécnica

O uso do método observacional diminui a necessidade de projetos demasiado conservadores, reduzindo deste modo os custos de uma obra. Uma correta interpretação de dados resultantes da observação e da instrumentação instalada no local, permite garantir a segurança da obra durante a sua construção e ao longo da sua vida útil. Quando um projetista ou dono de obra opta por colocar instrumentação num local a intervir, ou a mesma já existir no local antes da intervenção, tem que desenvolver um Plano de Instrumentação e Observação (PIO) para que a recolha e interpretação de dados ocorra da melhor forma possível (Raposo, 2011)

Para a correta elaboração e implementação de um PIO são fundamentais algumas etapas, tais como:

- Identificar que problemas necessitam de resposta;
- Identificar que leituras podem ser executadas;
- Projetar o plano apropriado às necessidades da obra;
- Planear eficazmente a instalação, calibração, manutenção e a gestão de dados;
- Preparar e adaptar o orçamento às necessidades da obra;
- Obter, testar, instalar e verificar os instrumentos;
- Calibrar, processar e avaliar as leituras realizadas;
- Interpretar e fazer circular a informação de forma rápida;
- Tomar decisões e ações quando necessárias.

No capítulo 5.2.4 - Campanha de Monitorização, são apresentados gráficos com resultados de uma campanha de monitorização em Vila Franca de Xira.

4.1. Plano de Instrumentação e Observação

Um Plano de Instrumentação e Observação deve realizar-se com base nas seguintes etapas:

1. Definição das grandezas a medir:

De forma a garantir a qualidade e segurança da estrutura, devem ser observadas as seguintes grandezas:

- a. Deslocamentos superficiais, horizontais e verticais;
 - b. Deslocamentos internos ou profundos, horizontais e verticais;
 - c. Medição das tensões;
 - d. Nível hidrostático;
 - e. Medição de deslocamentos em fissuras.
2. Tipo de instrumento e a sua tecnologia, campo de leitura e precisão pretendida, que se refere ao período de observação e à qualidade da medição pretendida.

A durabilidade está relacionada com a qualidade dos equipamentos utilizados e é medida em função do período de vida da obra e período de observação. Os custos dos equipamentos associados ao tipo e campo de leitura, precisão pretendidos e custo de instalação. A facilidade de leitura no caso de as medições poderem ter ou não leituras automáticas.

3. Definir a localização, com auxílio de plantas e/ou perfis tipo:

A localização dos equipamentos deve permitir um fácil acesso, diminuir o máximo possível a interferência com a obra de modo a evitar a sua destruição, posicionamento fora de locais de circulação de viaturas e ainda garantir a sua proteção fase a atos de vandalismo.

4. Definir a frequência de leituras, em função das fases de obra e exploração e tipo de observação:

Os intervalos entre leituras deverão ser bem definidos, de maneira a que estas permitam a análise do comportamento da estrutura ou do maciço. Prever a frequência de observação distintas, adaptadas às fases de obra, devendo prolongar-se sempre até à conclusão da obra e até pós-obra. Definir o tipo de leitura pretendido: manual por sensor, manual centralizada, automática com recolha manual de dados ou automática com transmissão de dados.

5. Estabelecer critério de alerta/alarme:

Os critérios de alerta/alarme são definidos para as várias fases de obra. Estes servem de limite para a equipa de monitorização na análise das variações das grandezas a medir. O objetivo final é estabelecer as ações a desenvolver em função da evolução registada e consoante os vários limites. Existem 3 níveis a considerar (Rocha, 2014), para a tomada de decisões (Tabela 4.1.1).

Tabela 4.1.1: Níveis de alerta para a tomada de decisões (Rocha, 2014).

Nível Verde	Maciço estabilizado e o processo construtivo adequado
Nível Amarelo	Análise cuidada dos resultados, a considerar adaptações ao processo construtivo
Nível Vermelho	Maciço instabilizado, ação imediata. Alteração do processo construtivo.

6. Estabelecer quantidades mínimas de instrumentos, elaborando um orçamento.

Neste relatório serão abordados os equipamentos observados no decorrer do estágio, inclinómetros e piezómetros, frequentes em campanhas de monitorização de obras da Geotest, Lda. localizadas em Santarém, Vila Franca de Xira, Alverca e Amadora.

4.2. Inclinómetros

O inclinómetro consiste num equipamento que permite monitorizar movimentos horizontais do terreno em profundidade (Figura 4.2.1).



Figura 4.2.1: Inclinómetro (Geotest, Lda.).

A função do inclinómetro é detetar variações de inclinação de um tubo inclinométrico relativamente à sua posição inicial. A posição inicial é estabelecida numa primeira leitura efetuada com o sensor (leitura de referência ou leitura 0). Os movimentos que se verifiquem posteriormente no terreno (ou estrutura) fazem com que o tubo se desloque da sua posição inicial.

As leituras são efetuadas em profundidades pré-definidas, no interior do tubo inclinométrico, permitindo calcular a variação de inclinação entre esses pontos. A repetição periódica destas medidas define a grandeza, direção e taxa de variação do movimento do tubo. Para análise dos resultados considera-se o fundo do inclinómetro, como ponto fixo.

O tubo inclinométrico é instalado previamente no terreno através de um furo de sondagem, próximo da vertical e até uma profundidade tal que atravesse o campo de deslocamentos previstos para o terreno a monitorizar. A extremidade inferior do tubo deve ser localizada numa formação na qual não se preveja a ocorrência de deslocamentos, sendo assim considerada fixa, conforme referido anteriormente. O tubo inclinométrico poderá ser de plástico, aço ou alumínio e possui quatro calhas diametralmente opostas que servem de guia ao sensor (ou torpedo) como representado na Figura 4.2.2. O tubo deve ser devidamente orientado na ocasião da instalação, de tal forma que duas das quatro calhas coincidam com os eixos principais da maior deformação prevista e as restantes duas, por sua vez, sejam perpendiculares ao eixo principal de maior deformação. (Figura 4.2.2)

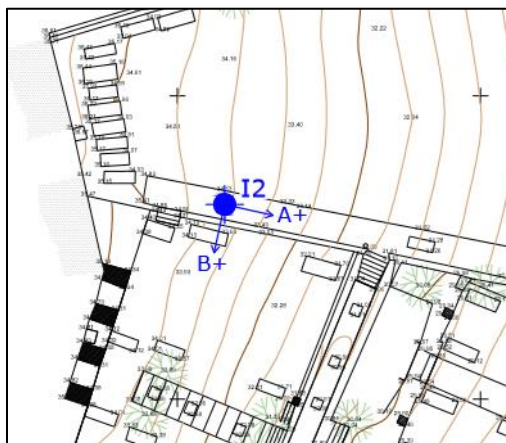


Figura 4.2.2: Esquema com a orientação das calhas (guias ao sensor) e os eixos de leitura (Cemitério de Vila Franca De Xira. Geotest, Lda.).

O torpedo designado como “inclinómetro”, percorre o tubo de baixo para cima efetuando as leituras. O sensor portátil é provido de rodas auto-alinháveis que o mantêm posicionado no centro do tubo, enquanto este é percorrido longitudinalmente através das suas calhas durante a realização das leituras. O sensor contém dois sensores. Um dos sensores mede a inclinação no plano definido pelas rodas da sonda, designado por “EIXO A”, o outro mede a inclinação num plano perpendicular ao definido pelas rodas, designado por “EIXO B”.

O cálculo do movimento medido pelo sensor é feito automaticamente pelo Data Mate (caixa de aquisição de dados) e pelo seu *software*, mas o seu algoritmo é explicado de seguida, e observável na Figura 4.2.3.

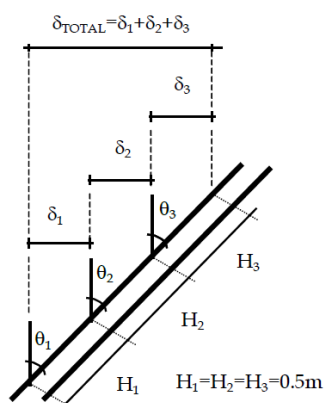


Figura 4.2.3: Cálculo do deslocamento lateral.

As leituras indicadas pelo Data Mate são proporcionais ao ângulo de inclinação, Θ . Cada tipo de sensor tem um valor de correlação diferente.

4.3. Piezómetros

É frequente, na maioria das obras de engenharia, existir a necessidade de conhecer qual a posição do nível de água. Para tal, recorre-se à instalação de tubos piezométricos, ou seja, um tubo de PVC com um diâmetro de 2", crepinado (perfurado) às profundidades que se tenha interesse em estudar ou na sua totalidade. Os piezómetros são instalados, normalmente, em furos de sondagem realizados, imediatamente após a sua conclusão para minimizar o risco de colapso e de inutilização do furo.



Figura 4.3.1: Sonda para leitura do nível de água (N.A.) e a abertura e topo de um piezómetro numa obra no Campo Pequeno, Lisboa (Geotest, Lda.).

Nas zonas do piezómetro que não estão crepinadas, ou seja na base e no topo, é colocada bentonite ou calda de cimento entre o tubo e o furo da sondagem de forma a evitar infiltrações e para ajudar a sustentar e imobilizar o tubo como é possível verificar na Figura 4.3.1, no topo de um piezómetro. Por sua vez, nas zonas crepinadas é colocado areão com o propósito de criar um filtro e apenas permitir a entrada de água para o piezómetro.

A medição do nível de água existente no piezómetro é feita utilizando equipamento próprio, sendo o mais comum dotado de um sistema sonoro. Desta forma, é inserida a sonda (o piezómetro) dentro do tubo piezométrico e quando a sonda entra em contacto com a água é emitido um sinal sonoro, permitindo identificar essa profundidade em relação à cota do tubo ou à superfície do terreno.

5. Casos de Estudo

5.1. Carcavelos – Estudo Geológico-Geotécnico

No decorrer do estágio, houve a oportunidade de acompanhar o estudo geológico e geotécnico referente a uma obra em Carcavelos, perto das portagens da autoestrada A5. Este estudo teve como objetivo o conhecimento geológico e geotécnico dos terrenos interessados pelas obras de desvio de uma conduta da EPAL, localizada a sul da autoestrada A5 e a nordeste da Quinta dos Gafanhotos/Praça das Cigarras, em Carcavelos, no concelho de Cascais.

Na zona prevê-se a construção de diversas estruturas de apoio ao desvio da conduta adutora Costa do Sol, da EPAL, sendo na sua maioria caracterizadas como estruturas de contenção de terras. O tópico sobre as condições de escavação e de fundação não será tratado no presente documento, no entanto, serão indicadas condições geotécnicas para apoio na definição das soluções de projeto.



Figura 5.1.1: Localização aproximada dos trabalhos realizados, Carcavelos (Google Earth).

Nesta obra o reconhecimento geotécnico consistiu na execução de 5 poços de prospecção (P1 a P5), realizados com recurso a uma retroescavadora e sem entivação, com o objetivo de reconhecer o tipo de solos atravessados, as suas características, recolha de amostras remexidas e ainda a identificação de eventuais níveis de água superficiais. Procedeu-se ainda à realização de 11 sondagens mecânicas (S1 a S11) com furação à *rotary*/rotação, acompanhadas sempre que possível pela execução de ensaios de penetração dinâmica (SPT). A realização das sondagens visou o reconhecimento dos terrenos, a execução de ensaios *in situ* e a colheita de amostras, remexidas e indeformadas.

Algumas das amostras recolhidas em poços e sondagens foram analisadas em laboratório, com recurso aos seguintes ensaios: análise granulométrica, determinação dos limites de consistência, determinação do teor em água natural, determinação da densidade das partículas sólidas, ensaio de corte direto – CU,

Determinação do equivalente de areia e determinação do azul de metileno. Todas as amostras foram classificadas segundo as classificações Unificada (ASTM) e AASHTO (Classificação para fins rodoviários).

Realizaram-se ainda, na área da prospeção geofísica, 5 perfis de resistividade elétrica (PR1, PR2a, PR2b, PR3 e PR4) ao longo do traçado em estudo para a implantação da conduta da EPAL, que visaram o reconhecimento dos terrenos de forma indireta, para a identificação de limites entre materiais com comportamentos de resistividade elétrica diferentes. Por sua vez, materiais com resistividade elétrica diferente irão ter comportamentos diferentes face à corrosão.

A resistividade tem sido frequentemente utilizada como um amplo indicador da corrosividade do solo. Uma vez que o fluxo de corrente iónica está associado a reações de corrosão do solo, uma alta resistividade do solo irá retardar as reações de corrosão. A resistividade do solo geralmente diminui com o aumento do teor de água e a concentração de espécies iónicas. A resistividade do solo não é o único parâmetro que afeta o risco de danos por corrosão. A elevada resistividade do solo, por si só, não garante a ausência de corrosão grave. As variações na resistividade elétrica do solo ao longo do comprimento de uma conduta são altamente indesejáveis, pois isso levará à formação de pontos com elevada corrosão.

Para o estudo hidrogeológico procedeu-se à instalação de tubo piezométrico, em 5 dos furos de sondagem (S1, S2, S5, S7 e S10), visando o controlo da posição do nível de água, foram também realizadas colheitas de amostra de água para análise laboratorial quanto à sua agressividade química ao betão. Durante a realização dos furos de sondagem, em 5 destes foram ainda realizados ensaios de permeabilidade, do tipo *Lefranc*, para a determinação do coeficiente de permeabilidade das formações ocorrentes em cada um dos horizontes interessados.

De referir que previamente ao início dos trabalhos de prospeção, foi necessário realizar um reconhecimento de superfície e a criação de acessos e desmatação, com auxílio de uma retroescavadora, trabalho este que pude acompanhar e orientar em conjunto com o sondador que foi responsável pela realização das sondagens mecânicas.

5.1.1. Enquadramento Geográfico e Geológico

A zona de estudo localiza-se a sul da autoestrada A5 e a nordeste da Quinta dos Gafanhotos/Praça das Cigarras, em Carcavelos, onde se encontram assinaladas as localizações dos trabalhos realizados durante toda a campanha de prospeção (Figura 5.1.1 e Figura 5.1.2).



Figura 5.1.2: Localização geral da área em estudo, Carcavelos (Google Earth).

Do ponto de vista geológico, a área em estudo insere-se na Folha 34-C (Cascais) da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000 (Figura 5.1.3), onde ocorre o “Complexo Vulcânico de Lisboa” (β^1), datado do Neocretácico, que se sobrepõe aos Calcários com Rudistas “Camadas com Neolobites vibrayeanus” (C^2_C) e a formação “Calcários e margas” do «Belasiano», (C^2_{AC}), datada do Cretácico. Esta sucessão de formações serve de substrato aos depósitos de aterro, de génese recente, resultantes de ações antrópicas anteriormente desenvolvidas neste local.



Figura 5.1.3: Localização da área em estudo num extrato da Carta Geológica de Portugal, Folha 34-C (Cascais), à escala 1:50 000, publicada pelos S.G.P. (s/ escala).

5.1.2. Caracterização Geotécnica

De acordo com a prospeção geotécnica realizada verifica-se que, em todos os locais prospetados, foi reconhecido um horizonte superior de aterros formado por argilas a argilas arenosas, por vezes com passagens arenosas e/ou pedregosas, de tons acastanhado e amarelado, com várias tonalidades, restos de raízes e de tijolo, fragmentos de natureza e dimensão variada, pontualmente com matéria vegetal incarbonizada e abundantes fragmentos e blocos de basalto e de calcário até profundidades muito

variáveis. Estas profundidades variam essencialmente com a posição da sondagem em relação ao talude, sendo visível que este é constituído por materiais de aterro na sua totalidade.

Nos ensaios de penetração dinâmica (SPT) realizados nestes materiais de génese recente, foram obtidos valores de N_{SPT} situados entre 4 e 43 pancadas, havendo pontualmente valores de 60 pancadas, contudo os valores mais elevados não devem ser considerados como representativos destes materiais.

Inferiormente ao horizonte de génese recente encontra-se o “Complexo Vulcânico de Lisboa” representado por basaltos decompostos a muito alterados (W_{5-4}) com passagens medianamente alteradas (W_3), com fraturas muito próximas a próximas (F_{5-4}) e pontualmente medianamente afastadas (F_3), de tons acastanhado e acinzentado, com passagens e preenchimentos argilosos nas fraturas. Predominam as fraturas sub-horizontais e oblíquas. As percentagens de recuperação obtidas variaram entre 13% e 100% e os valores do índice RQD variaram entre 0% e 55%, correspondendo a um maciço rochoso de qualidade variável, entre muito fraca a fraca.

Nos ensaios de penetração dinâmica SPT realizados nestas formações neocretácicas foram registados valores de N_{SPT} entre 29 e 60.

Na sondagem S1, sob os materiais de aterro foi identificada a formação cretácica, representada por argilas arenosas e silto-arenosas, margas argilosas e calcarenitos, algo fossilíferos, de tons amarelo acastanhado a amarelado, com tonalidades alaranjadas, esbranquiçadas e rosadas. Os calcarenitos apresentam-se, geralmente, muito alterados a decompostos (W_{4-5}) e muito fraturados (F_{4-5}). As percentagens de recuperação obtidas variaram entre 36% e 50% e o índice RQD entre 0% e 31%, correspondendo predominantemente a um maciço rochoso de qualidade muito fraca.

Nos ensaios de penetração dinâmica SPT realizados no maciço do cretácico foram registados valores de N_{SPT} acima de 60 pancadas, com exceção de um valor de 26 obtido no topo mais alterado e descomprimido deste maciço.

Nos piezómetros instalados nos furos S1, S2, S5, S7 e S10 foram medidos os níveis de água, situados a profundidades a rondar os 3,0 m (na S1 e S10) e a variar entre cerca dos 7,0m e 11,10m nos restantes piezómetros.

Nos perfis obtidos como resultado da prospeção geofísica, é possível identificar zonas com valores distintos de resistividade elétrica, tendo assim um comportamento corrosivo distinto. Nos perfis realizados é possível observar que a maior parte das áreas investigadas possuem uma baixa resistividade (valores inferiores a 50 $\Omega.m$), o que se traduz em solos/terrenos corrosivos a extremamente corrosivos. Constituem exceção a parte inicial (a SW) do perfil PR1 até cerca dos 2,0 m de profundidade, as zonas superficiais do terreno nos perfis PR1, PR2b, PR3 e PR4 até profundidades a variar entre cerca de 1,5 a 3,5 m e as zonas a maior profundidade no caso dos perfis PR2a, PR2b, PR3 e PR4 (a partir de profundidades muito variáveis entre cerca dos 7,0 m e 20,0 m), onde foram registados valores da resistividade mais elevados, maioritariamente superiores a 105 $\Omega.m$. No caso particular do perfil PR3 foi ainda detetada uma zona com disposição vertical, onde foram obtidos valores da resistividade situados entre 48 e 105 $\Omega.m$.

Nos ensaios de permeabilidade do tipo *Lefranc* foram obtidos valores de K situados entre $5,15 \times 10^{-5}$ cm/s e $2,74 \times 10^{-4}$ cm/s, ou seja, da ordem de 10^{-5} a 10^{-4} cm/s, estes valores são consistentes com valores típicos de formações com permeabilidade moderada.

Foram elaborados seis perfis geológico-geotécnicos interpretativos, à escala vertical 1:200 e horizontal 1:400 (formato A1), designados de A-A' e F-F', que traduzem o modelo geológico adotado para o local e que se apresentam no Anexo XVIII - Perfis geológico-geotécnicos - Carcavelos e a localização destes

perfis encontram-se num extrato da planta, apresentados no Anexo XVII - Planta de Localização - Carcavelos.

5.1.3. Resultados Obtidos

Atendendo aos resultados obtidos nos ensaios de penetração dinâmica SPT e à natureza litológica das formações ocorrentes, estabeleceu-se um zonamento em que se definiram três zonas geotécnicas (ZG1 a ZG3).

A zona geotécnica ZG1 é formada pelos depósitos de aterro, de génese recente, reconhecidos até profundidades máximas a variar entre cerca de 0,5 m e 13,5 m. Nestes depósitos de cobertura recentes foram registados valores de N_{SPT} entre 4 e 43 e pontualmente alguns valores de 60 pancadas, contudo os valores mais elevados dever-se-ão à presença de elementos líticos de maior dimensão pelo que não deverão ser considerados como representativos deste tipo de materiais.

Inferiormente ocorre a zona geotécnica ZG2, correspondente ao “Complexo Vulcânico de Lisboa”, a qual foi subdividida em duas subzonas ZG2A e ZG2B. A ZG2A é formada por basaltos decompostos, com uma espessura da ordem dos 3,0 m, unicamente reconhecida na sondagem S6, onde foram obtidos valores de N_{SPT} de 29 e 38; por sua vez, a ZG2B compreende o maciço subjacente, mais competente, caracterizado por valores de N_{SPT} situados entre 51 e 60.

A sondagem S1 é a única que intersesta a zona geotécnica ZG3, correspondente ao maciço cretácico aí ocorrente, e também foi diferenciada em duas subzonas ZG3A e ZG3B. A ZG3A inclui os solos argilo-arenosos, com cerca de 1,5 m de espessura, onde foi registado um valor de N_{SPT} igual a 26 pancadas. A ZG3B compreende o maciço subjacente, mais competente, representado por margas argilosas e calcarenitos, algo fossilíferos, caracterizados por valores de N_{SPT} iguais ou superiores a 60 pancadas.

Para cada zona geotécnica são definidos parâmetros geotécnicos, tomando como valores de base os resultados obtidos nos ensaios realizados e as correlações existentes na bibliografia da especialidade, as quais, para este caso, têm por base a litologia dos materiais e o número de pancadas obtido nos ensaios SPT (N_{SPT}). Esta fase é realizada pelo gabinete de projeto, não sendo responsabilidade do departamento de prospeção. Os parâmetros calculados e apresentados, para cada zona, foram: ângulo de atrito interno (ϕ'), resistência ao corte não drenada (c_u) e o módulo de deformabilidade drenado (E') e não drenado (E_u).

Com base nos parâmetros geotécnicos determinados e face ao carácter recente e às baixas características geomecânicas da zona geotécnica ZG1, considera-se que esta não deverá servir de fundação a estruturas sensíveis à ocorrência de assentamentos. Para tal, dever-se-á optar por uma solução de fundação assente nas zonas geotécnicas ZG2 ou ZG3.

O cálculo da tensão admissível das sapatas, para além do conhecimento da geometria da fundação e da cota de implantação, requer o conhecimento das características do carregamento induzido pela estrutura. Desconhecendo-se quais as características deste carregamento, admite-se, simplificada, que se pretende transmitir uma carga vertical e centrada, permitindo assim ter uma ordem de grandeza do valor de tensão admissível a tomar no cálculo da fundação.

Assim, nos cálculos realizados obtêm-se valores de tensão admissível da ordem de 250 kPa para a subzona ZG2A, 450 kPa para a subzona ZG2B, 300 kPa para a subzona ZG3A e 550 kPa para a subzona ZG3B. Refere-se, porém, que estes valores deverão ser confirmados com base nas reais dimensões das sapatas e nas características do carregamento.

5.2. Vila Franca De Xira – Estudo Geológico-Geotécnico e Campanha de Monitorização

No início do estágio houve a oportunidade de participar num estudo geológico e geotécnico, que compreendeu a descrição das sondagens e de seguida o acompanhamento das campanhas de monitorização realizadas no local, a pedido do Cliente.

O estudo geológico e geotécnico diz respeito aos terrenos interessados pelo Projeto de Execução para Muros de Contenção no Cemitério Municipal de Vila Franca de Xira, situado na Calçada da Costa Branca, em Vila Franca de Xira. No presente estudo procedeu-se à elaboração de perfis geológicos e geotécnicos, de forma a serem dadas indicações gerais sobre as condições de fundação.



Figura 5.2.1: Localização aproximada dos trabalhos realizados, Vila Franca de Xira (Google Earth).

O reconhecimento geotécnico da área em estudo compreendeu a realização de 4 (quatro) sondagens mecânicas (I1, I2, P1 e P2), acompanhadas da execução de ensaios de penetração dinâmica SPT Terzaghi, sendo que em duas delas foram instaladas calhas inclinométricas (I1 e I2) e nos outros tubos piezométricos (P1 e P2).

A execução dos ensaios SPT permitiu a recolha de amostras de solos para observação macroscópica, bem como a caracterização geotécnica das formações ocorrentes em profundidade. Durante a execução destas sondagens procedeu-se também à recolha de duas amostras indeformadas e de amostras remexidas, consideradas como mais representativas dos terrenos ocorrentes, para a posterior caracterização laboratorial.

Complementarmente, conforme solicitado no Caderno de Encargos, foram colocados 25 (vinte e cinco) alvos topográficos, distribuídos pela parte superior do cemitério, estruturas existentes no seu interior e extremidades a N e a SE do cemitério, esta etapa foi realizada por uma empresa de topografia. No fim de cada campanha de monitorização, os dados dos alvos topográficos eram enviados para a Geotest, para serem tratados e adicionados aos relatórios de instrumentação.

Os equipamentos de observação instalados visam dar indicações acerca da taxa de incrementos das deformações a decorrer ao longo do tempo e em toda a área de intervenção.

Foram realizadas Campanhas de Leitura dos instrumentos de observação colocados no local (inclinómetros, piezómetros e alvos topográficos), com leituras bimensais durante vários meses seguintes à sua instalação. Para cada uma das campanhas de leitura previstas foi feito o tratamento gráfico dos dados obtidos e elaborado o respetivo relatório de análise. Estas campanhas visaram avaliar/analisar os eventuais movimentos/deformações ocorridos ao longo do tempo, interessando grande parte da área do Cemitério de Vila Franca de Xira.

5.2.1. Enquadramento Geográfico e Geológico

A zona em estudo localiza-se no Cemitério Municipal de Vila Franca de Xira. O estudo iniciou-se pela recolha e análise de elementos geológicos e topográficos, existentes sobre o local, sendo de destacar a Carta Geológica de Portugal, Folha 30-D (Alenquer), à escala 1:50 000, publicada pelos Serviços Geológicos de Portugal, ao que se seguiu o reconhecimento de superfície. A localização da área em estudo é apresentada nas Figura 5.2.2 e Figura 5.2.3.



Figura 5.2.2: Localização geral da área em estudo, Vila Franca de Xira (Google Earth).



Figura 5.2.3: Localização da área em estudo, Cemitério de Vila Franca de Xira (Google Earth).

Do ponto de vista geológico, a área em estudo insere-se, com base na cartografia geológica regional consultada, nas formações do Jurássico Superior, habitualmente designadas por “Complexo Pteroceriano, incluindo as Camadas com Lima pseudo alternicosta” (J₄), atribuídas ao Kimeridgiano. Estas formações constituem o substrato sob os depósitos de cobertura existentes no local.

O “Complexo Pteroceriano” é constituído essencialmente por formações margo-calcárias, designadamente margas, argilas, calcários compactos e grés argilosos com intercalações conglomeráticas. Trata-se, em geral, de uma alternância de níveis greso-margosos e calcários, sendo que os calcários representam apenas episódios dentro do referido complexo, ocorrendo em vários níveis, desde a base até ao topo da formação. A cartografia geológica das formações ocorrentes consta na Figura 5.2.4.



Figura 5.2.4: Localização do Cemitério de Vila Franca de Xira num extrato da Carta Geológica de Portugal, Folha 30-D (Alenquer), publicada pelos S.G.P. (sem escala).

5.2.2. Caracterização Geotécnica

De acordo com a prospeção geotécnica realizada verifica-se que, em todos os locais prospectados, foi reconhecido um horizonte superior de aterros formado por argilas arenosas, de tons acastanhado, castanho-amarelado e castanho-acinzentado a castanho-avermelhado, com fragmentos de dimensão e natureza variadas, até profundidades a variar entre os 4,35m e os 6,0m. Nos ensaios de penetração dinâmica (SPT) realizados nestes materiais de génese recente, foram obtidos valores de N_{SPT} situados entre 2 e 16 pancadas.

Abaixo surge um horizonte representado por argilas, por vezes arenosas, de tons castanho amarelado, castanho-esverdeado e castanho-acinzentado, por vezes com fragmentos de natureza variada (essencialmente de natureza carbonatada); por areias silto-argilosas amarelo acastanhadas a cinzento-esbranquiçadas e por areias de grão médio amarelo esbranquiçadas, que poderão corresponder a depósitos de vertente/materiais eventualmente deslocados. Neste horizonte intermédio foram registados valores de N_{SPT} a variar entre 12 e 29, com exceção de um único valor de 36. Estes materiais foram identificados até profundidades compreendidas entre 10,4 e 15,0 m, excetuando a sondagem I2 onde não foi identificado este horizonte mais descomprimido e/ou eventualmente deslocado.

Inferiormente ocorrem formações jurássicas, representadas maioritariamente por argilas, por vezes arenosas, de tons castanho-amarelado a esverdeado com tonalidades acinzentadas ou castanho-esverdeado a amarelado e castanho-avermelhado, às vezes com fragmentos carbonatados, mas também por areias argilosas castanho-alaranjadas com tonalidades acinzentadas e siltes argilosos cinzento-esbranquiçados, micáceos. No entanto, a partir de profundidades variáveis entre 22,5 e 28,5 m surgem areias médias a grosseiras, cinzento-esbranquiçadas e amarelo-acastanhadas, por vezes com alguma componente argilosa. Neste maciço do Jurássico, em regra mais competente, foram registados valores de N_{SPT} situados entre 27 e 60.

Após a conclusão dos trabalhos de campo, os níveis de água medidos nos piezómetros instalados mostraram-se posicionados a cerca de 8,6 m e 10,5 m de profundidade.

Foram elaborados cinco perfis geológico-geotécnicos interpretativos, à escala 1:200 (formato A1), designados de A-A' e E-E', que traduzem o modelo geológico adotado para o local e que se apresentam no Anexo XX - Perfis geológico-geotécnicos – Vila Franca de Xira.

A localização destes perfis encontra-se num excerto da planta, que consta no Anexo XIX - Planta de Localização – Vila Franca de Xira.

5.2.3. Resultados Obtidos

Atendendo aos resultados obtidos nos ensaios de penetração dinâmica SPT e à natureza litológica das formações ocorrentes, estabeleceu-se um zonamento em que se definiram três zonas geotécnicas (ZG1 a ZG3).

A zona ZG1 compreende os materiais de aterro, de génese recente, identificados até cerca dos 4,35 m a 6,00 m de profundidade e onde se obtiveram valores de N_{SPT} muito variáveis entre 2 e 16.

A zona ZG2 engloba os terrenos mais descomprimidos ou eventualmente deslocados/depósitos de vertente reconhecidos em regra até cerca dos 10,4 a 15,0 m de profundidade e onde foram registados valores de N_{SPT} entre 12 e 29.

A zona ZG3 corresponde ao maciço jurássico, mais competente, o qual em função da sua natureza litológica foi diferenciado em duas subzonas ZG3A e ZG3B. A ZG3A compreende as formações

essencialmente argilosas do Jurássico, caracterizadas por valores de N_{SPT} entre 27 e 60. Por sua vez, a ZG3B compreende as formações arenosas do Jurássico onde foram registados valores de N_{SPT} situados entre 48 e 60.

Na determinação dos parâmetros geotécnicos dos terrenos ocorrentes deverão ser tomados em consideração os resultados obtidos nos ensaios in situ realizados, ou seja, o número de pancadas obtido nos ensaios SPT (N_{SPT}), bem como os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais. Esta fase é realizada pelo gabinete de projeto, não sendo responsabilidade do departamento de prospeção. Os parâmetros calculados e apresentados, para cada zona, foram: ângulo de atrito interno (ϕ'), resistência ao corte não drenada (c_u) e o módulo de deformabilidade drenado (E') e não drenado (E_u).

Com base nos parâmetros geotécnicos determinados e tendo em conta os resultados obtidos a partir dos trabalhos de prospeção realizados, considera-se que as zonas geotécnicas ZG1 e ZG2, face à sua génese recente e às suas reduzidas características mecânicas não deverão servir como terreno de fundação para estruturas sensíveis à ocorrência de assentamentos.

Recomenda-se, assim, que as fundações fiquem assentes na formação jurássica subjacente, ou seja na zona geotécnica ZG3. Face à profundidade a que esta zona foi identificada, entende-se que a solução de fundação deverá ser do tipo indireto, por estacas.

5.2.4. Campanha de Monitorização

A última campanha de monitorização foi realizada no dia 17/07/2019, apresentando-se na Tabela 5.2.1 as designações dos tubos inclinométricos lidos, as respetivas profundidades de leitura, o número total de leituras e a data de realização da última campanha.

Tabela 5.2.1: Tubos inclinométricos, profundidades dos tubos e datas de leituras – V.F. Xira.

Tubo Inclinométrico	Prof. Máxima de leitura (m)	Nº total de leituras Li	Data da última leitura
I1	23,5	5	17/07/2019
I2	31,5	5	17/07/2019

Para o estudo da variação dos níveis de água no local encontram-se instalados 2 tubos piezométricos. Na Tabela 5.2.2 apresentam-se as designações dos tubos piezométricos, bem como os valores medidos nas campanhas de monitorização efetuadas.

Tabela 5.2.2: Níveis de água medidos em profundidade - V.F. Xira.

Datas	Pz1	Pz2
08/05/2019 (L0)	8.65 m	10.57 m
23/05/2019 (L1)	9.02 m	10.67 m
05/06/2019 (L2)	9.10 m	10.74 m
21/06/2019 (L3)	9.21 m	10.77 m
01/07/2019 (L4)	9.44 m	10.79 m
17/07/2019 (L5)	9.81 m	10.85 m

Da análise dos vários gráficos constata-se que o tubo I2 é o que apresenta maior variação de deslocamento ao longo do tempo, contudo com valores acumulados que não ultrapassam os 2 mm (Figura 5.2.5). No tubo I1 o deslocamento máximo acumulado registado até à última leitura é inferior a 1 mm. Por sua vez, pela análise dos gráficos e dados referentes à variação do nível de água, verifica-se

que há uma ligeira tendência de descida nos valores medidos, sendo mais significativo no tubo Pz1 (Figura 5.2.6). Entre a leitura de referência e a última realizada observam-se descidas de cerca de 1,2 m e 0,3 m nos tubos Pz1 e Pz2, respetivamente (Figura 5.2.5).

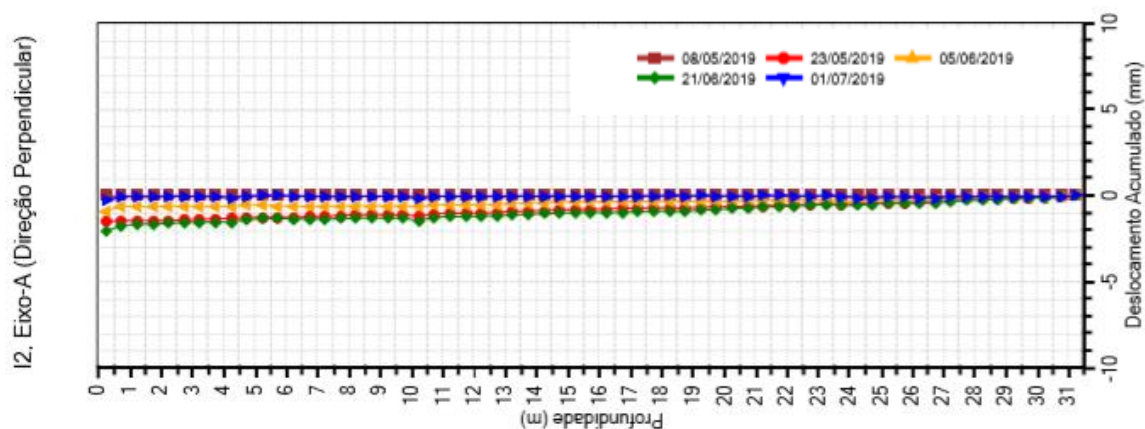


Figura 5.2.5: Evolução do deslocamento acumulado (EIXO A), I2 - V.F. Xira.

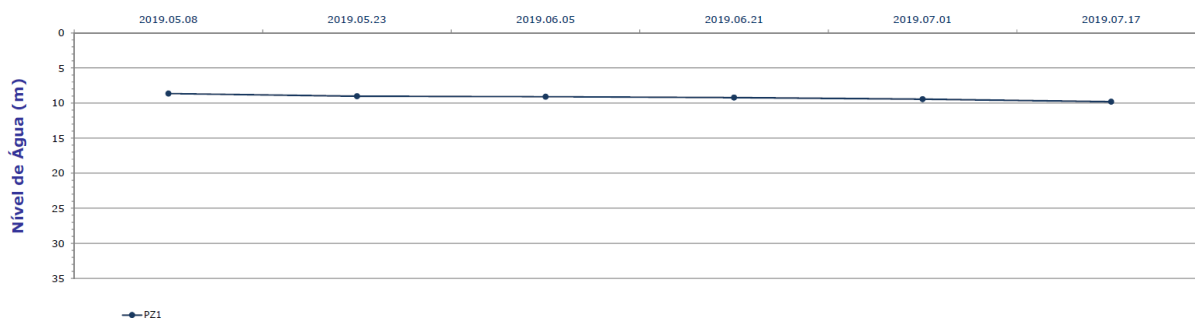


Figura 5.2.6: Evolução dos valores de Nível de Água (m), PZ1 - V.F. Xira.

Ao fim de 3 meses de observação (maio – julho) não há acréscimo de deslocamento em profundidade, registando-se valores acumulados inferiores a 2 mm. Em relação aos níveis de água medidos regista-se uma ligeira tendência de descida, o que poderá estar relacionado com o período do ano em que as leituras foram realizadas.

No que diz respeito à monitorização topométrica, observam-se em alguns pontos ligeiras variações de deslocamento, no entanto dentro duma gama de registos já observada em campanhas anteriores. Deve refere-se que esta situação é pontual, não se detetando até à data da última leitura, zonas que evidenciem uma eventual direção preferencial de movimento.

6. Considerações finais

Para um bom planeamento de uma campanha de prospeção é necessário realizar um reconhecimento geológico de superfície bem estruturado, uma vez que este fornece informações importantes, que ajudarão a quantificar e a projetar as dificuldades que poderão existir, assim como definir a metodologia a adotar. Com estas informações é facilitada a definição do número e localização das sondagens e dos ensaios *in situ* necessários à exigência de cada obra ou projeto. O acompanhamento desta fase, no decorrer do estágio, permitiu uma maior proximidade com as dificuldades que a implementação de uma campanha de prospeção apresenta.

Um geólogo quando confrontado com o planeamento de uma campanha de prospeção, com o objetivo geral de conseguir o maior número de informações sobre o terreno para elaboração de projetos mais ajustados e prever eventuais dificuldades à construção/estabilização. Tem de ser capaz de o fazer sem recorrer a ensaios redundantes, sendo necessário um balanço entre o erro e a incerteza aceite e a viabilidade económica dos programas de prospeção e da obra. O aspeto económico de um projeto ou obra condiciona, por vezes, a disponibilidade para a realização de alguns ensaios ou métodos.

Os ensaios de laboratório desempenham um importante papel num estudo geológico e geotécnico, completando as informações recolhidas em campo e pela observação dos testemunhos das sondagens. Os ensaios fornecem informações sobre o tipo de material e o seu comportamento. As escolhas destes ensaios devem também ser ponderadas, sendo importante selecionar e ensaiar os materiais mais relevantes no contexto de cada projeto e que mais dúvidas suscitaram aquando da sua descrição visual.

Durante o decorrer do estágio na Geotest, Lda. houve várias oportunidades de contacto com as exigências de diferentes projetos, com requisitos geológicos e geotécnicos distintos. Este acompanhamento permitiu uma maior proximidade com todos os técnicos da empresa, das várias áreas, prospeção, laboratório, controlo de qualidade, instrumentação, inclusive o gabinete de desenho. Com este contacto foi possível experienciar as várias fases de uma campanha de prospeção, desde a realização das sondagens até à interpretação dos resultados e à elaboração dos relatórios finais.

Dos projetos abordados no estágio é possível concluir que as campanhas realizadas corresponderam à exigência dos problemas apresentados. Os objetivos foram atingidos, e perante algumas dificuldades, em conversações com o Cliente foi possível chegar a um compromisso entre os resultados apresentados e a margem de incerteza que poderia existir, deixando uma margem de manobra para ultrapassar eventuais condicionamentos na fase de execução das obras.

Do estágio é possível salientar a importância e a estreita relação entre a área da geotecnia e outras áreas como a engenharia civil, estando estas cada vez mais próximas em vários tipos de obras, desde pequenas construções até grandes infraestruturas. A multidisciplinariedade deste tipo de projetos, entre as informações geológicas e geotécnicas que são necessárias, e a sua investigação, sem que seja descurada uma em prol da outra e haver o balanço necessário entre as mesmas, faz parte do equilíbrio referido anteriormente.

Com a conclusão do estágio, é de salientar que esta experiência foi enriquecedora, tendo sido valorizado todo o trabalho desenvolvido e dada toda a atenção durante este período de 8 meses, com várias oportunidades e disponibilidades dadas pelos colegas na Geotest, Lda. A capacidade de passar informação de forma clara, rápida e concisa entre as diferentes áreas da empresa, permitem apresentar ao Cliente os melhores resultados possíveis para cada campanha de prospeção geotécnica solicitada pelo Cliente ou planeada pelos técnicos especialistas da empresa Geotest.

7. Bibliografia

- ASTM D 2478-85 (1988) – “Standard Test Method for Classification of Soils for Engineering Purposes”. UNIFIED SOIL CLASSIFICATION SYSTEM - TEST PROCEDURES. Department of the Interior Bureau of Reclamation Research and Laboratory Services Division Geotechnical Services Branch. Denver.
- ASTM D 4719-87 (1988) – “Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils”. Annual book of ASTM Standards.
- Briaud, J.L. (1992) – “The pressuremeter”. Trans tech publications, A.A. Balkema, Rotterdam.
- Bruschi, A. (2010) – “Prove geotecniche *in situ* – guida alla stima delle proprietà geotecniche a alla loro applicazione alle fondazioni”. 1 ed. Dario Flaccovio Editore, Palermo.
- Carta Geológica de Portugal. Escala 1:50 000. Folha 30-D (Alenquer). Serviço Cartográfico do Exército, 1962.
- Carta Geológica de Portugal. Escala 1:50 000. Folha 34-C (Cascais). Instituto Geológico e Mineiro, 1999.
- Carta Militar de Portugal. Escala 1:25 000. Folha 390 (Vila Franca de Xira). Instituto Geográfico do Exército, 1992.
- Carta Militar de Portugal. Escala 1:25 000. Folha 430 (Oeiras). Serviço Cartográfico do Exército, 1992.
- Cestari, F. (1990) – “Prove geotecniche in sito, I Edizione. Ed. Geograph s.n.c, pp. Segrate.
- Clarke, B.G. (1995) – “Pressuremeter in geotechnical design”. Chapman & Hall, Cambridge, Grã-Bretanha.
- Cruz, N.B.F. (2010) – Modelling Geomechanics of Residual Soils With DMT Tests, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Universidade de Porto, FEUP, 2010.
- Deere D.U. (1989) – *Rock Quality Designation (RQD) After Twenty Years*. U.S. Army Corps of Engineers Contract Report GL-89-1. Waterways Experiment Station, Vicksburg, USA.
- Dourado, K.C.A. (2005) – “Utilização do Pressiômetro de Ménard na identificação e previsão de recalques de um solo colapsível”. Tese de mestrado, Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2005.
- EN 1997-2: Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing. Pags 51 a 53.
- EN ISO 22476-1: Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test. First Edition 2012-09-15.
- EN ISO 22476-3: Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 3: Standart penetration test. January 2005.
- Fabbri P., Ortombina M., Piccini L. (2012) - Estimation of Hydraulic Conductivity Using the Slug Test Method in a Shallow Aquifer in the Venetian Plain (NE, Italy), pp. 125-133 – published online 30/12/2012, Associazione Acque Sotterranee 2012
- Fernando, M.P. (2014) – Eficácia da Aplicação do Ensaio CPTu no Estudo dos Solos para fins Geotécnicos. Dissertação de mestrado, Universidade de Aveiro.

Filho, C.E.S.A. (2010) – Correlações para Obtenção de Parâmetros Geotécnicos de Argilas Compressíveis com Utilização do Penetrômetro Dinâmico Leve, Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto.

Gambin, M., Frank, R. (2009) – “Direct design rules for piles using Ménard pressuremeter test. IFCEE 2009: French contributions - Foundation design with Ménard pressuremeter tests. Orlando.

Houlsby, A.C. (1976) - “Routine Interpretation of the *Lugeon* Water-Test”, Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol.9, pp.303-313.

Imamura, F.B.T. (2017) – Utilização do Pressiômetro de Ménard na Avaliação da Capacidade de Carga de Etacas em Solo Tropical. Dissertação de mestrado, Universidade Estadual De Campinas.

ISO 22282-2: Geotechnical investigation and testing – Geohydraulic testing – Part 2: Water Permeability test in a borehole using open systems. First Edition 2012-06-01.

ISRM (2007) – “The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974 – 2006”, Suggested Methods Prepared by the Commission on Testing Methods, International Society For Rock Mechanics, Compilation Arranged by the ISRM Turkish National Group Ankara, Turkey, 628p.

Kulhawy, F.H., Mayne, P.W. (1990) – Manual on estimating soil properties for foundation design. Report EL-6800, Electric Power Research Institute, 1990. Palo Alto.

Lima, C. Menezes, J.E. (2012) – Textos de apoio de Geologia de Engenharia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

LNEC E 195-1966: Documentação Normativa Especificação LNEC – Solos – Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação, Edição de 1966.

LNEC E 196-1996: Documentação Normativa Especificação LNEC – Solos – Análise Granulométrica. Edição de Junho 1967.

LNEC E 197-1996: Documentação Normativa Especificação LNEC – Solos – Ensaio de compactação. Edição de Junho, 1967.

LNEC E 239-1971: Documentação Normativa Especificação LNEC – Solos – Análise Granulométrica por Peneiração Úmida, Edição de Janeiro 1971.

LNEC E 240-1970: Documentação Normativa Especificação LNEC – Solos – Classificação para fins rodoviários. Edição de Fevereiro, 1971.

Lunne, T., Bodertson, P.K., Powell, L.L.M. - Cone penetration testing in geotechnical practice. Londres: Blackie Academic & Professional, 1997

Mayne, P.W., Campanella, R.G. (2005) – Versatile Site Characterization by Seismic Piezocone, Proceedings 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 2 Rotterdam.

M. M. Ramalho, J. Rey, G. Zbyszewski, C. A. Matos Alves, T. Palácios, F. Moitinho de Almeida, C. Costa e M. Kullberg -Notícia Explicativa da Folha 34-C (Cascais) da Carta Geológica de Portugal. Escala 1:50 000. Instituto Geológico e Mineiro, Departamento de Geologia, 2001.

NF P 94-110-1: Reconnaissance et essais géotechniques –Essai pressiométrique Ménard – Partie 1: Essai sans cycle. Sols: reconnaissance et essais, AFNON, Janvier 2000. Soils – Investigation and testing – Menard pressure meter test – Part 1: Without unload-reload cycle.

NF P 94-112: Reconnaissance et essais. Essai Scissométrique on place. AFNON, Novembre, 1991.

NP 83-1965: Norma Portuguesa Definitiva. Solos – Determinação da densidade de partículas. Edição de Abril, 1966.

NP 84-1965: Norma Portuguesa Definitiva. Solos – Determinação do teor em água. Agosto, 1965.

NP-143-1969: Norma Portuguesa Definitiva. Solos – Determinação dos limites de consistência. Edição de Julho, 1970.

Oliveira, R. (1972) – Ensaio de Permeabilidade em Maciços Rochosos – Comunicação apresentada à sessão “Amostragem e Ensaio *in situ*” organizada pelo APMSR, publicada na Revista Geotecnia nº5, 1972.

Quinones-Rozo, C. (2010) - *Lugeon* Test Interpretation, Revisited. Abstract, 30th Annual Conference volume, “Collaborative Management of Integrated Watersheds”, US Society of Dams, 405-414, 2010.

Raposo, E.M.S. (2011). Observação de deslocamentos em obras geotécnicas. Dissertação de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Universidade Nova de Lisboa.

Robertson, P.K. (1990) - Soil Classification Using The Cone Penetration Test., Canadian Geotechnical Journal, 1990.

Rocha, S. A.M. (2014). Instrumentação e Monitorização de Estruturas Geotécnicas na Rede Ferroviária Nacional – Estudo de caso do talude de aterro entre os Km’s 236+450 e 236+720 da Linha do Sul. Dissertação de mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.

Roeper, T.R., Soukup, W. G, O’Neill, R. L. (1992) - The Applicability of the *Lugeon* Methods of Packer Test Analysis to Hydrogeologic Investigation. Focus Conference on Eastern Regional Groundwater Issue, National Groundwater Association, Dublin, 8(3):29-36, 1992.

Sanglerat, G. (1972) – The Penetrometer and Soil Exploration, first ed., Elsevier Cientific, Amsterdam, The Netherlands, 488 p.

Schnaid, F. (2000) – Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. Oficina de Textos, São Paulo.

Schnaid, F. (2009) – “*In situ* testing in geotechnics”. 1 ed, Taylor and Francis, Londres.

Silva, E.M.J. (2001) – “Ensaio pressiométrico: metodologia de ensaio e calibração do equipamento”. Escola superior de Tecnologia. Info: EU-REPO/Semantics/article.

Terzagui, K; Peck, R.B. (1967) – Soil mechanics and engineering practice. New York: John Wiley and Sons.

UNE 103401-98: Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de corte directo. Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), 1998. Tradução feita pelo Laboratório de Ensaio de Mecânica de Solos e Materiais. Geotest, LDA. Entrada em vigor a 2008-03-17.

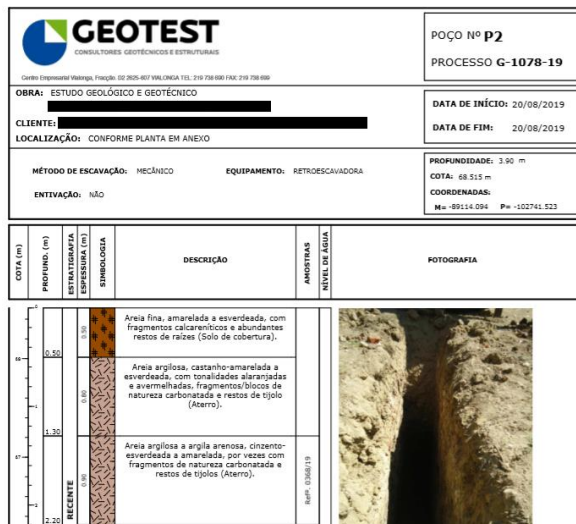
Vallejo L., Ferrer M., Ortuño L., OTEO C., (2002) – Ingeniería Geológica. Pearson Educación, Madrid.

8. Webgrafia

<https://www.damascopenna.com.br/GridPortfolio/pressiometro/>: consultado no dia 31/07/2019.




Anexos

Anexo I – Boletins de poços



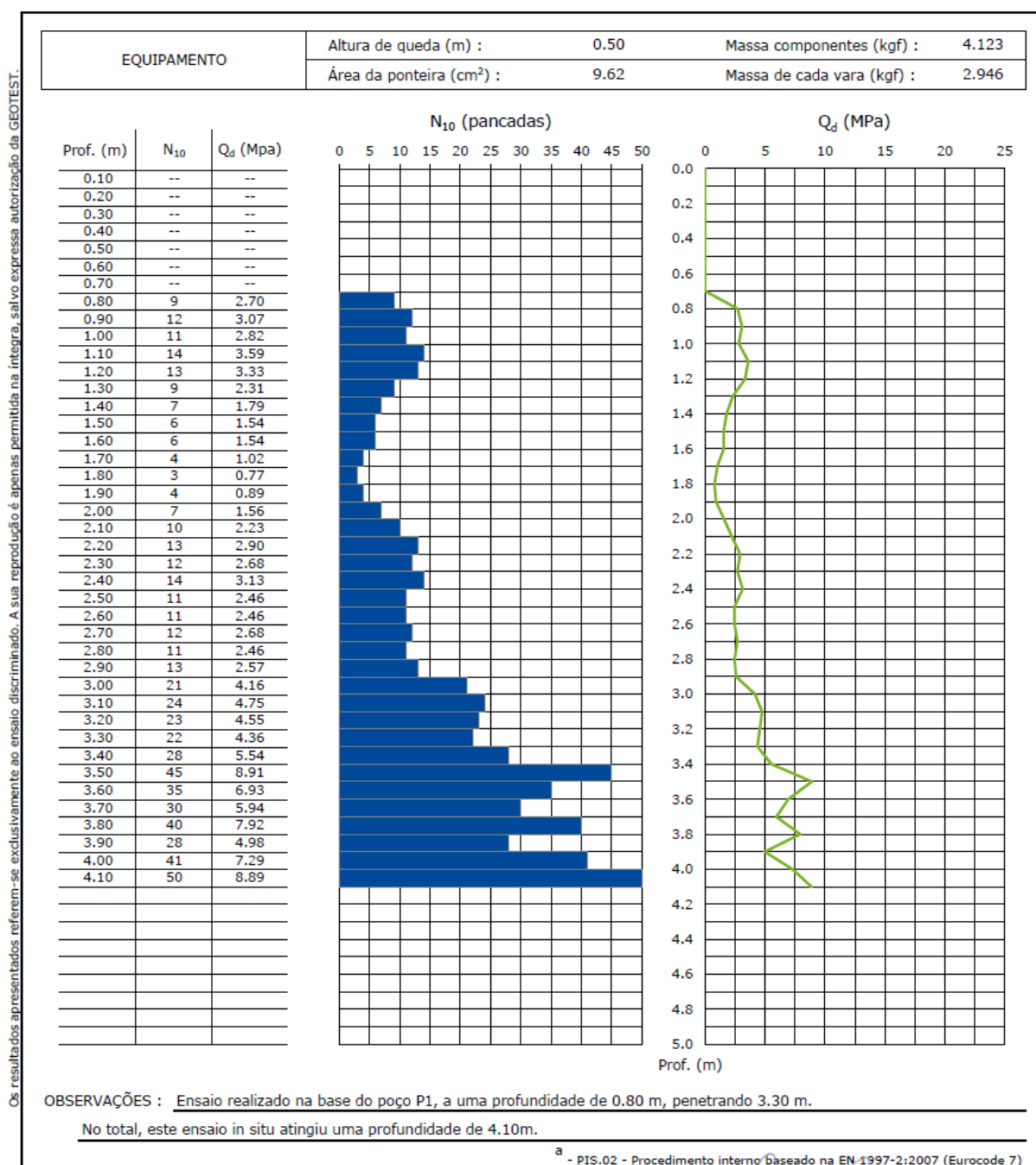
Logs com a caracterização de um poço de prospeção (esquerda), numa obra na Praça de Espanha e um poço de inspeção (direita), numa obra no Campo Pequeno (Geotest, Lda.).

Anexo II – Boletim de sondagem

Identificação da empresa	 GEOTEST CONSULTORES GEOTÉCNICOS E ESTRUTURAIS <small>Centro Empresarial Valongo, Fração. 02 2625-607 VALONGO TEL: 219 738 690 FAX: 219 738 690</small>		SONDAGEM Nº SC1 PROCESSO G-1051-19	Identificação da sondagem																																																																																																																																																															
Informações sobre a obra	OBRA: ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO COMPLEMENTAR CLIENTE LOCALIZAÇÃO: CONFORME PLANTA EM ANEXO		DATA DE INÍCIO: 28/05/2019 DATA DE FIM: 29/05/2019	Data inicial e final																																																																																																																																																															
Informações sobre o equipamento utilizado	EQUIPAMENTO: DIÂMETRO: TUBAGEM: MARCA: APAGEO 0.00 - 9.00 m = 86 mm 0.00 - 9.00 m = 98 mm MODELO: APAFOR 330 - m = mm - m = mm MÉTODO: ROTARY/ROTAÇÃO - m = mm - m = mm		COMPRIMENTO: 9.34 m COTA: 112.155m INCLINAÇÃO: 90 ° COORDENADAS: M= -88156.912 P= -98207.678	Dados Topográficos																																																																																																																																																															
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">COTA (m)</th> <th rowspan="2">PROFUND. (m)</th> <th rowspan="2">ESTRATIGRAFIA</th> <th rowspan="2">ESPESURA</th> <th rowspan="2">SIMBIOLOGIA</th> <th rowspan="2">DESCRIÇÃO</th> <th rowspan="2">ALTERAÇÃO</th> <th rowspan="2">FRACTURAÇÃO</th> <th rowspan="2">% REC</th> <th colspan="2">ENSAIOS E AMOSTRAGEM</th> <th rowspan="2">NÍVEL DE ÁGUA</th> <th rowspan="2">PIEZÓMETRO</th> <th rowspan="2">Z. GEOTÉCNICA</th> </tr> <tr> <th>ENSAIOS SPT</th> <th>AMOSTRAS (REFª)</th> </tr> <tr> <th colspan="9"></th> <th>10</th> <th>20</th> <th>30</th> <th>40</th> <th>50</th> <th colspan="3"></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.00</td> <td>0.00</td> <td>RECENTE</td> <td>1.50</td> <td></td> <td>Aterro areno-siltoso de tom amarelo-acastanhado, com fragmentos de natureza e dimensão variada.</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>1.50</td> <td>1.50</td> <td></td> <td>1.52</td> <td></td> <td>Calcarenito decomposto, cinzento-amarelado, com tonalidades esbranquiçadas, algo micáceo e com intercalações areno-siltosas.</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>3.02</td> <td>3.02</td> <td></td> <td>1.50</td> <td></td> <td>Calcarenito fossilífero de tom amarelo-alaranjado, com tonalidades alaranjadas a amarelo-esbranquiçadas e acastanhadas, algo micáceo, com intercalações areno-siltosas, muito fraturado e decomposto a muito alterado.</td> <td>W5-4</td> <td>F4-5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>4.52</td> <td>4.52</td> <td></td> <td>1.48</td> <td></td> <td>Calcarenito de tom amarelado a amarelo-esverdeado, fossilífero e com passagens areno-siltosas.</td> <td>W5-4</td> <td>F5-4</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>6.00</td> <td>6.00</td> <td></td> <td>1.50</td> <td></td> <td>Calcarenito de tom acinzentado a cinzento-esbranquiçado, com tonalidades amareladas, algo micáceo, muito fraturado e muito alterado a decomposto.</td> <td>W4-5</td> <td>F4-5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>7.50</td> <td>7.50</td> <td></td> <td>1.84</td> <td></td> <td>Calcarenito amarelo-acinzentado, muito fraturado, com passagens areno-siltosas de tom acinzentado, algo micáceo (Calcarenito decomposto).</td> <td>W5</td> <td>F5</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>9.34</td> <td>9.34</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>				COTA (m)	PROFUND. (m)	ESTRATIGRAFIA	ESPESURA	SIMBIOLOGIA	DESCRIÇÃO	ALTERAÇÃO	FRACTURAÇÃO	% REC	ENSAIOS E AMOSTRAGEM		NÍVEL DE ÁGUA	PIEZÓMETRO	Z. GEOTÉCNICA	ENSAIOS SPT	AMOSTRAS (REFª)										10	20	30	40	50				0.00	0.00	RECENTE	1.50		Aterro areno-siltoso de tom amarelo-acastanhado, com fragmentos de natureza e dimensão variada.													1.50	1.50		1.52		Calcarenito decomposto, cinzento-amarelado, com tonalidades esbranquiçadas, algo micáceo e com intercalações areno-siltosas.													3.02	3.02		1.50		Calcarenito fossilífero de tom amarelo-alaranjado, com tonalidades alaranjadas a amarelo-esbranquiçadas e acastanhadas, algo micáceo, com intercalações areno-siltosas, muito fraturado e decomposto a muito alterado.	W5-4	F4-5											4.52	4.52		1.48		Calcarenito de tom amarelado a amarelo-esverdeado, fossilífero e com passagens areno-siltosas.	W5-4	F5-4											6.00	6.00		1.50		Calcarenito de tom acinzentado a cinzento-esbranquiçado, com tonalidades amareladas, algo micáceo, muito fraturado e muito alterado a decomposto.	W4-5	F4-5											7.50	7.50		1.84		Calcarenito amarelo-acinzentado, muito fraturado, com passagens areno-siltosas de tom acinzentado, algo micáceo (Calcarenito decomposto).	W5	F5											9.34	9.34																	Descrição e parâmetros geotécnicos
COTA (m)	PROFUND. (m)	ESTRATIGRAFIA	ESPESURA										SIMBIOLOGIA	DESCRIÇÃO				ALTERAÇÃO	FRACTURAÇÃO	% REC	ENSAIOS E AMOSTRAGEM		NÍVEL DE ÁGUA	PIEZÓMETRO	Z. GEOTÉCNICA																																																																																																																																										
				ENSAIOS SPT	AMOSTRAS (REFª)																																																																																																																																																														
									10	20	30	40	50																																																																																																																																																						
0.00	0.00	RECENTE	1.50		Aterro areno-siltoso de tom amarelo-acastanhado, com fragmentos de natureza e dimensão variada.																																																																																																																																																														
1.50	1.50		1.52		Calcarenito decomposto, cinzento-amarelado, com tonalidades esbranquiçadas, algo micáceo e com intercalações areno-siltosas.																																																																																																																																																														
3.02	3.02		1.50		Calcarenito fossilífero de tom amarelo-alaranjado, com tonalidades alaranjadas a amarelo-esbranquiçadas e acastanhadas, algo micáceo, com intercalações areno-siltosas, muito fraturado e decomposto a muito alterado.	W5-4	F4-5																																																																																																																																																												
4.52	4.52		1.48		Calcarenito de tom amarelado a amarelo-esverdeado, fossilífero e com passagens areno-siltosas.	W5-4	F5-4																																																																																																																																																												
6.00	6.00		1.50		Calcarenito de tom acinzentado a cinzento-esbranquiçado, com tonalidades amareladas, algo micáceo, muito fraturado e muito alterado a decomposto.	W4-5	F4-5																																																																																																																																																												
7.50	7.50		1.84		Calcarenito amarelo-acinzentado, muito fraturado, com passagens areno-siltosas de tom acinzentado, algo micáceo (Calcarenito decomposto).	W5	F5																																																																																																																																																												
9.34	9.34																																																																																																																																																																		
Observações: * AI - Tentativa de colheita de Amostra Indeformada entre 2.30m a 2.33m de profundidade sem sucesso. AI - 0.50m a 1.00m de profundidade; AI - 1.00m a 1.50m de profundidade.																																																																																																																																																																			
Legenda:  Nível de água detectado; m  Nível de água estabilizado; m AR - Am.remexida AI - Am. indeformada																																																																																																																																																																			
Realizado por: Beatriz Lourenço												Verificado por: Sandra Brito		Pág. 1 / 1																																																																																																																																																					

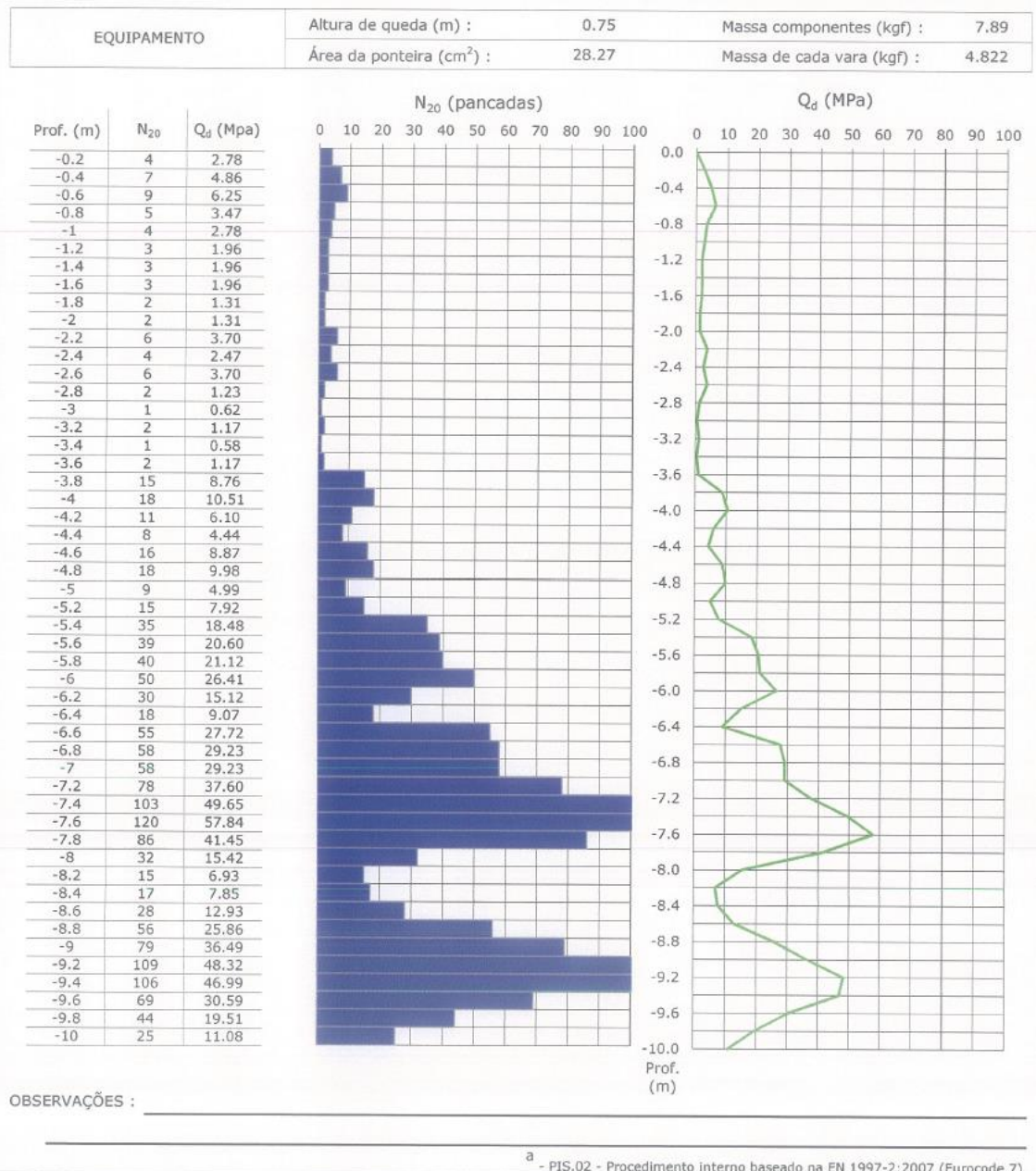
Exemplo das informações que devem acompanhar as descrições das sondagens, neste caso, para uma sondagem realizada para uma obra na Alta de Lisboa (Geotest, Lda.).

Anexo III – Boletins de ensaios Penetração Dinâmica (DPL e DPSH)



Boletim do ensaio PDL numa obra na Lapa, Lisboa (Geotest, Lda.).

Os resultados apresentados referem-se exclusivamente ao ensaio discriminado. A sua reprodução é apenas permitida na íntegra, salvo expressa autorização da GEOTEST.



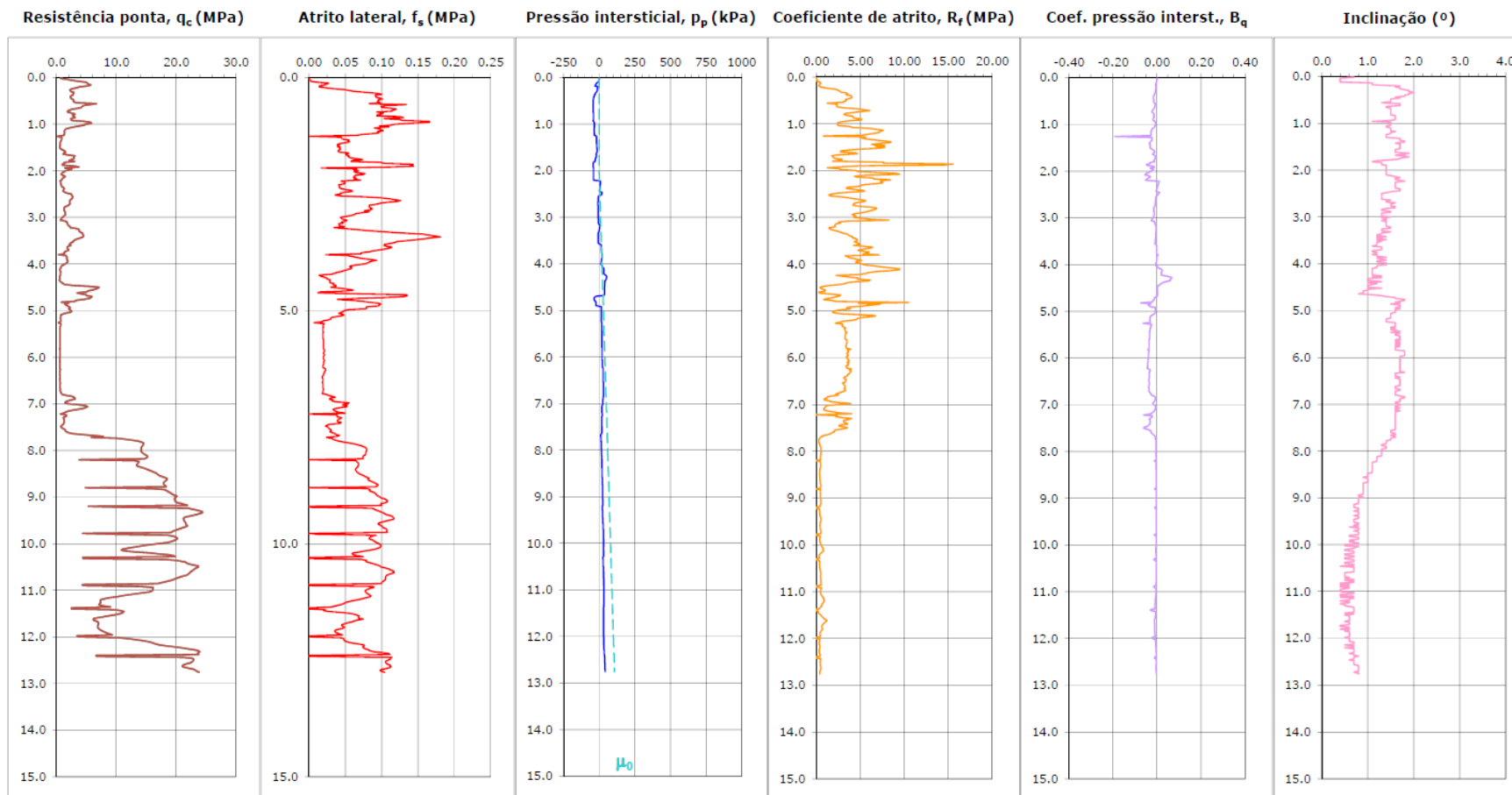
Boletim do ensaio PDSH numa obra em Oeiras de 2013 (Geotest, Lda.).

Anexo IV – Boletim de Ensaio de penetração estático (CPTU)



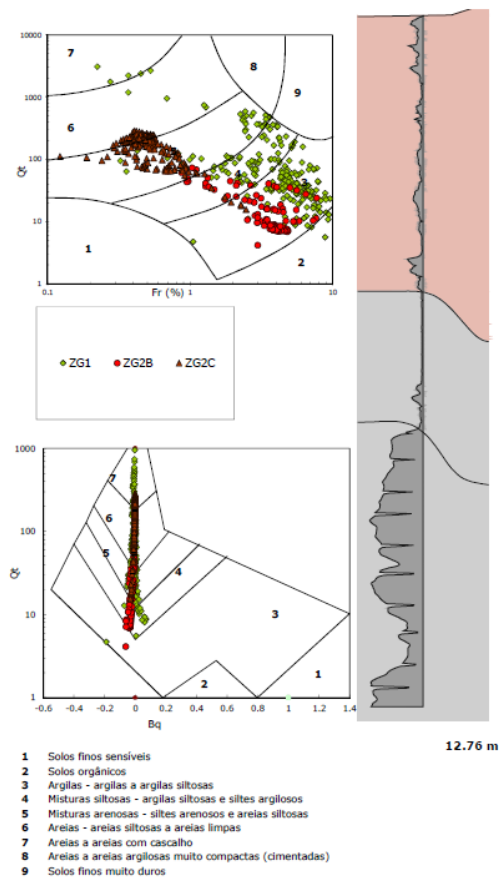
CPTU Nº 1

Profundidade atingida:
Nível freático admitido: 1m.

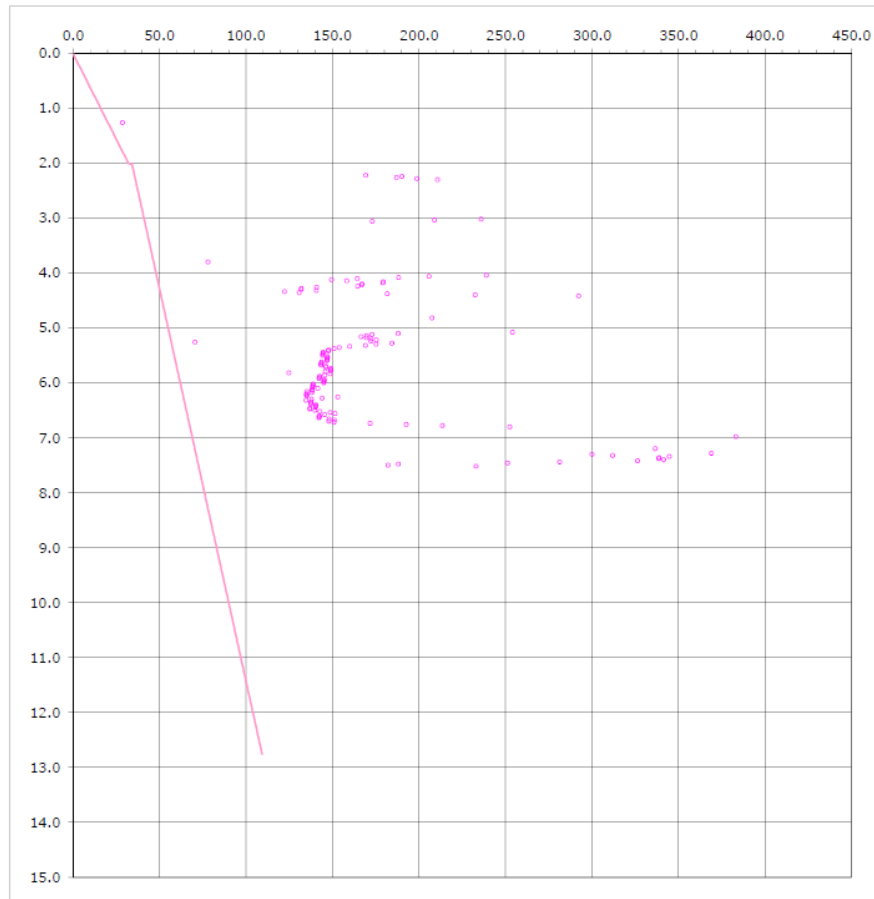


Dados obtidos através do ensaio CPTU (Geotest, Lda.).

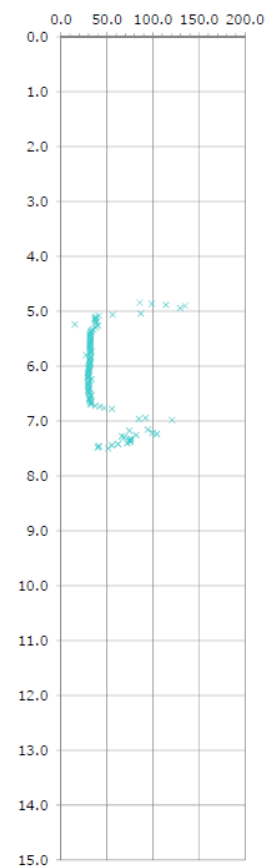
Classificação do tipo de solo (Robertson, 1990)



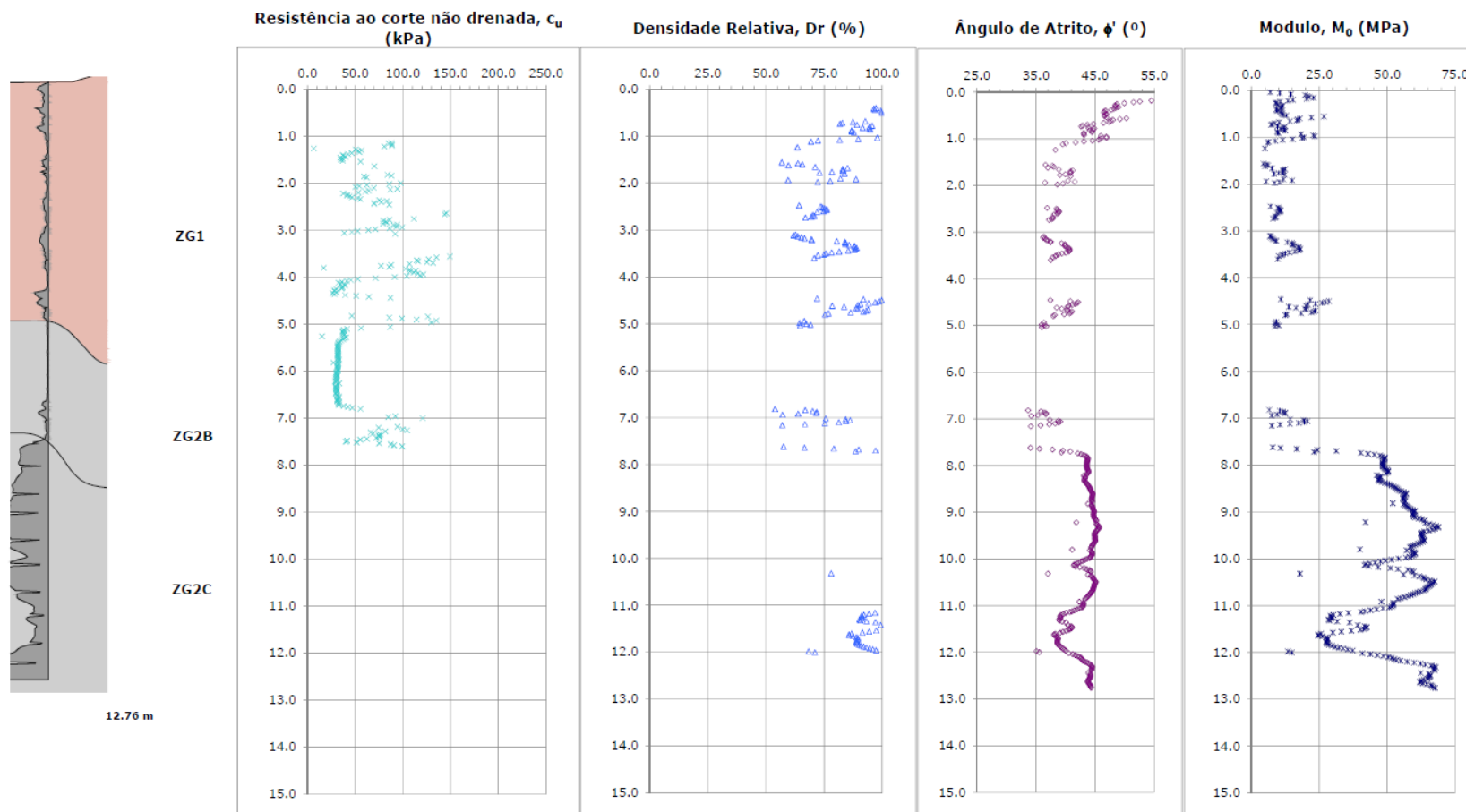
Tensão efectiva vertical, $\sigma'v_0$ e tensão de pré-consolidação (kPa)



Resistência ao corte não drenada, c_u (kPa)



Interpretação dos dados do ensaio CPTU (Geotest, Lda.).



Resultados do ensaio e corte furo de sondagem onde foi realizado o ensaio CPTU (Geotest, Lda.).

Anexo V – Boletim de ensaio Pressiómetro “Ménard”

RESULTADOS DO ENSAIO S4

Profundidade: 1.20 m

Pres.man. kgf/cm ²	V30 cm ³	V60 cm ³	P+col.hid. kgf/cm ²	Corr.Vol. cm ³	V _c cm ³	Corr.Pres. kgf/cm ²	P _c kgf/cm ²
0	25	30	0.19	--	--	--	--
0.50	95	110	0.69	1.11	108.9	0.52	0.2
1.00	179	210	1.19	1.47	208.5	0.94	0.25
1.50	270	281	1.69	1.71	279.3	1.21	0.48
2.00	330	345	2.19	1.96	343	1.41	0.78
2.50	373	375	2.69	2.2	372.8	1.48	1.21
3.00	403	407	3.19	2.44	404.6	1.57	1.62
3.50	435	441	3.69	2.64	438.4	1.64	2.05
4.00	475	495	4.19	2.84	492.2	1.75	2.44
4.50	515	540	4.69	3.04	537.0	1.85	2.84
5.00	603	643	5.19	3.19	639.8	2.04	3.15

Resultados do ensaio do Pressiómetro de "Ménard" numa obra em Alverca, 2014 (Geotest, Lda.).

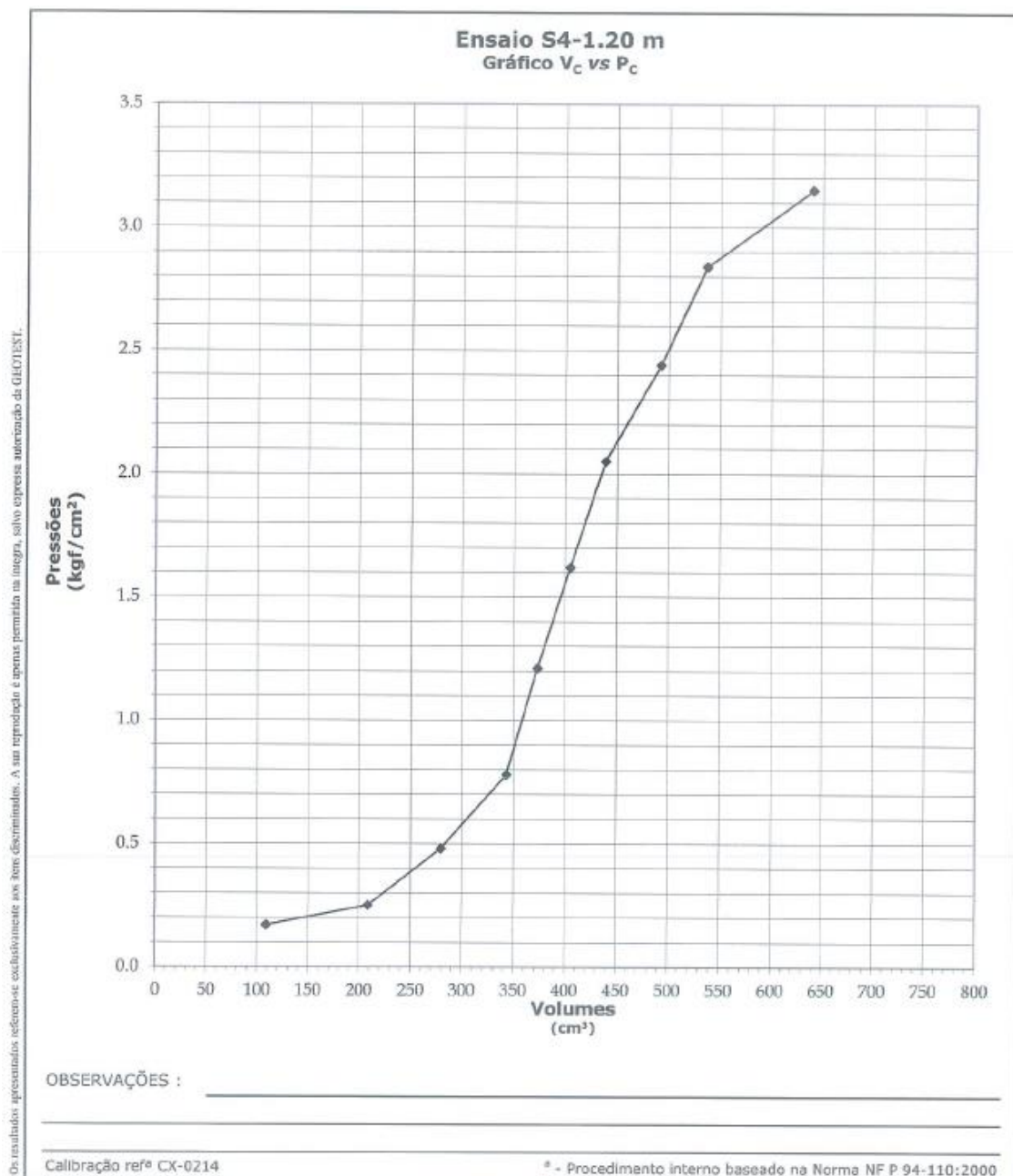


Gráfico volume vs pressão com resultados do ensaio pressiométrico (Geotest, Lda.).

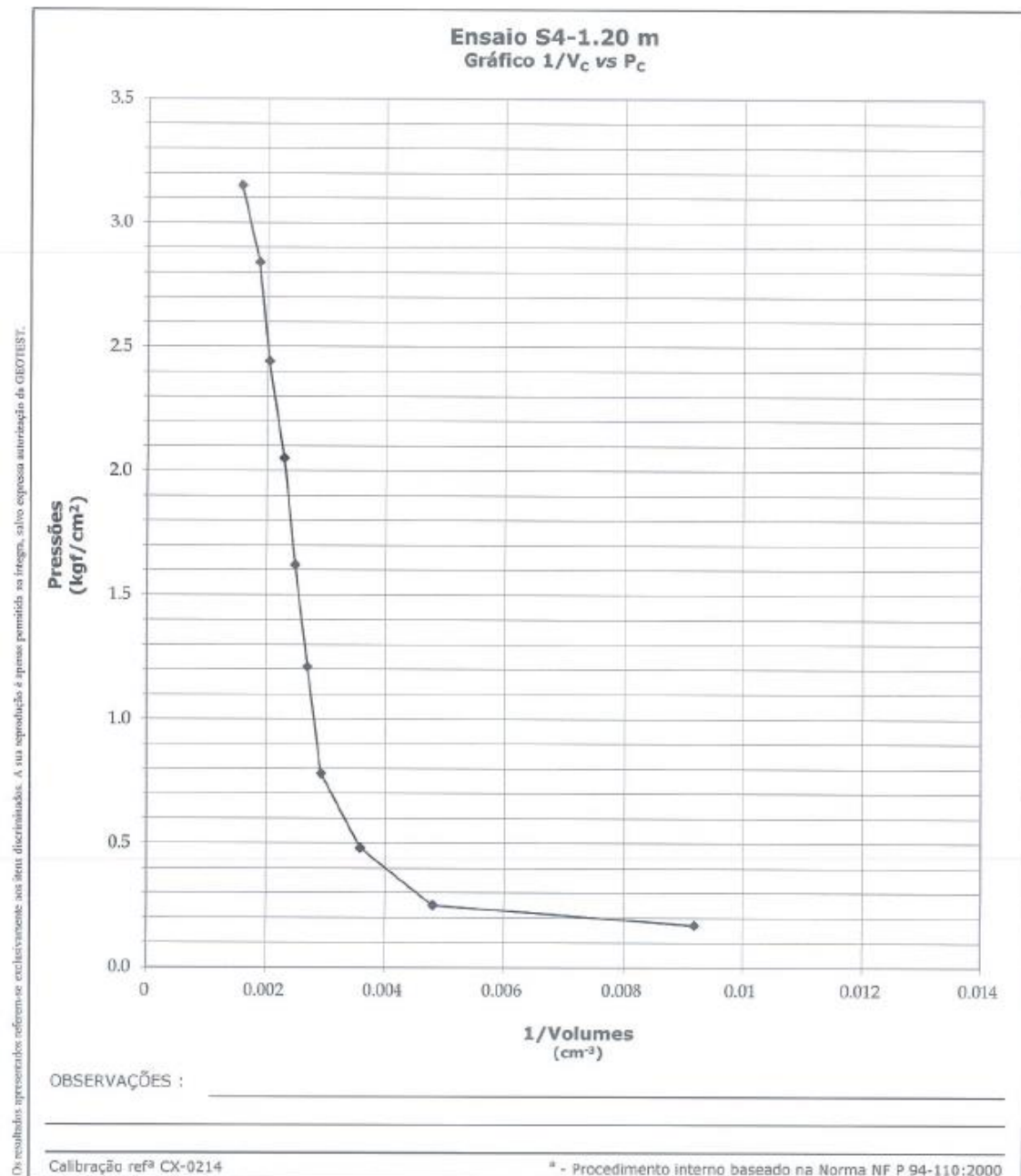
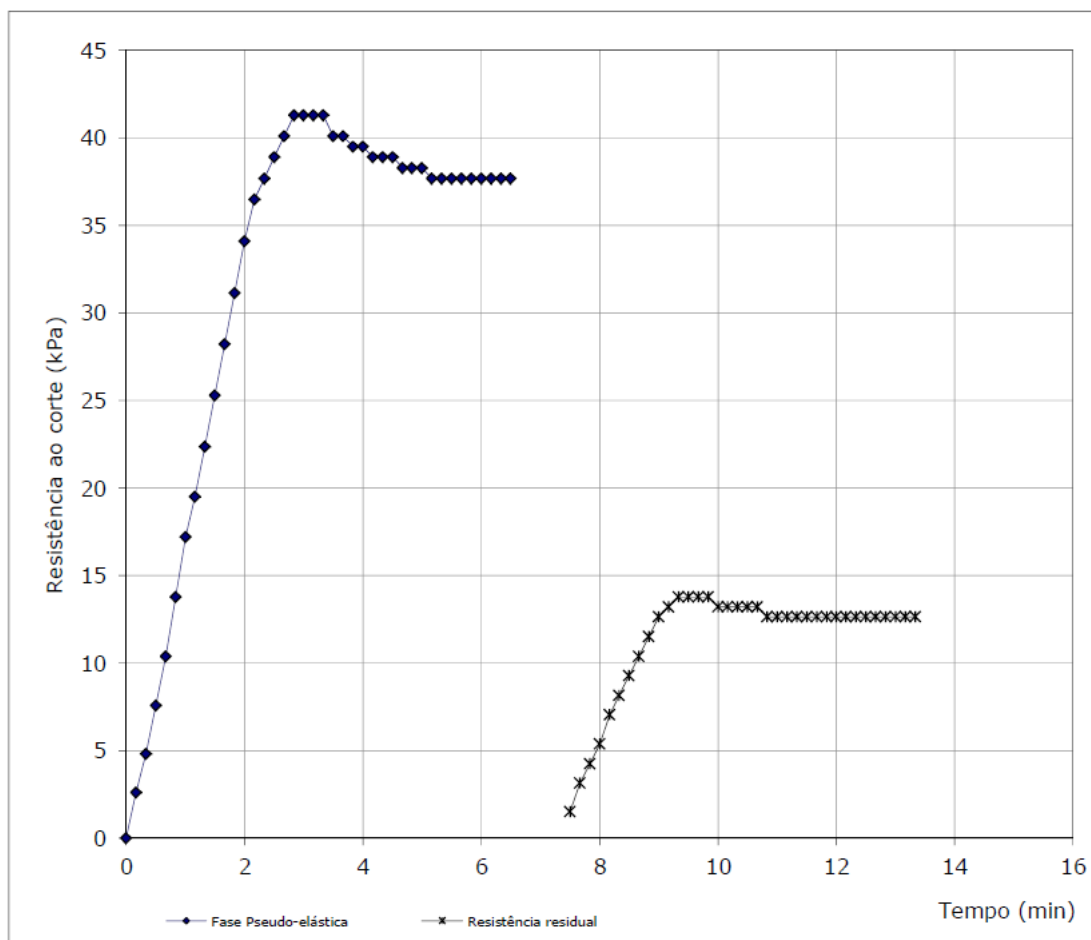


Gráfico 1/volume vs pressão com resultados do ensaio pressiométrico (Geotest, Lda.).

Anexo VI – Boletim de ensaio Molinete (*Vane Test*)

Características do equipamento: molinete com pá de D=65mm e H=130mm								
LEITURAS - RESISTÊNCIA AO CORTE								
Parte I - Fase pseudo-elástica			Parte I - Fase pseudo-elástica (Cont.)			Parte II - Resistência residual		
Tempo (s)	Leit. equip. (div)	Resist. corte (kPa)	Tempo (s)	Leit. equip. (div)	Resist. corte (kPa)	Tempo (s)	Leit. equip. (div)	Resist. corte (kPa)
10	5.0	2.60	310	66.0	37.69	450	3.0	1.50
20	9.0	4.81	320	66.0	37.69	460	6.0	3.15
30	14.0	7.59	330	66.0	37.69	470	8.0	4.25
40	19.0	10.39	340	66.0	37.69	480	10.0	5.36
50	25.0	13.77	350	66.0	37.69	490	13.0	7.03
60	31.0	17.19	360	66.0	37.69	500	15.0	8.15
70	35.0	19.48	370	66.0	37.69	510	17.0	9.26
80	40.0	22.36	380	66.0	37.69	520	19.0	10.39
90	45.0	25.27	390	66.0	37.69	530	21.0	11.51
100	50.0	28.19				540	23.0	12.64
110	55.0	31.14				550	24.0	13.21
120	60.0	34.10				560	25.0	13.77
130	64.0	36.49				570	25.0	13.77
140	66.0	37.69				580	25.0	13.77
150	68.0	38.89				590	25.0	13.77
160	70.0	40.09				600	24.0	13.21
170	72.0	41.30				610	24.0	13.21
180	72.0	41.30				620	24.0	13.21
190	72.0	41.30				630	24.0	13.21
200	72.0	41.30				640	24.0	13.21
210	70.0	40.09				650	23.0	12.64
220	70.0	40.09				660	23.0	12.64
230	69.0	39.49				670	23.0	12.64
240	69.0	39.49				680	23.0	12.64
250	68.0	38.89				690	23.0	12.64
260	68.0	38.89				700	23.0	12.64
270	68.0	38.89				710	23.0	12.64
280	67.0	38.29				720	23.0	12.64
290	67.0	38.29				730	23.0	12.64
300	67.0	38.29				740	23.0	12.64

Leituras realizadas no decorrer do ensaio Molinete (Geotest, Lda.).



Resultados		
Resistência ao corte não drenada	Resistência ao corte residual	Sensibilidade de um solo coesivo
$s_u = 41 \text{ kPa}$	$s_r = 14 \text{ kPa}$	$S_t = 2.9$

Resultados obtidos, na forma de gráfico, do ensaio Molinete (Geotest, Lda.).

Anexo VII – Boletim de ensaio *Lefranc*

ENSAIO DE PERMEABILIDADE TIPO LEFRANC NÍVEL VARIÁVEL, ABAIXO DO NÍVEL FREÁTICO G-1093-19

Sondagem S1 (Pz)

Profundidade do furo (pf): 7.32 m
Troço ensaiado: 4.30 a 5.90 m

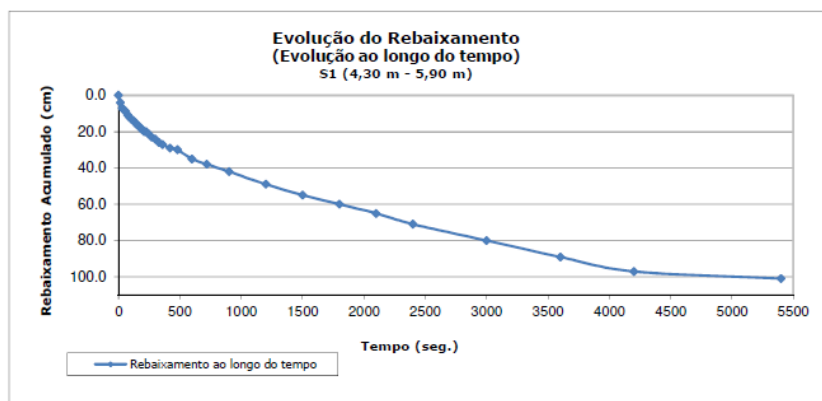
Ensaio N.º 1

Data: 22/out/2019

Altura da lanterna(L):	160	cm
Diâmetro do furo (d0):	8.60	cm
Diâmetro do revestimento (d):	9.80	cm
Altura do revestimento acima do terreno (a):	35	cm
Profundidade do nível freático (NF):	268	cm
Profundidade do início da zona de ensaio (pe):	430	cm
Altura da coluna de água no início do ensaio (h1):	625	cm
Altura da coluna de água desde o topo até metade da câmara (ho):	510	cm

Tempo (s)	Altura da água (cm)	Rebaixamento (cm)	Rebaixamento Acumulado (cm)	Permeabilidade (k) (cm/s)
0	625.0		0	-
15	621.0	4.0	4.0	1.5130E-04
30	618.0	3.0	7.0	1.3296E-04
45	617.0	1.0	8.0	1.0144E-04
60	616.0	1.0	9.0	8.5716E-05
75	614.0	2.0	11.0	8.4052E-05
90	613.0	1.0	12.0	7.6521E-05
105	612.0	1.0	13.0	7.1158E-05
120	611.0	1.0	14.0	6.7150E-05
135	610.0	1.0	15.0	6.4045E-05
150	609.0	1.0	16.0	6.1572E-05
165	608.0	1.0	17.0	5.9560E-05
180	607.0	1.0	18.0	5.7893E-05
195	606.0	1.0	19.0	5.6491E-05
210	605.0	1.0	20.0	5.5298E-05
225	605.0	0.0	20.0	5.1611E-05
240	604.0	1.0	21.0	5.0880E-05
270	602.0	2.0	23.0	4.9680E-05
300	601.0	1.0	24.0	4.6725E-05
330	599.0	2.0	26.0	4.6155E-05
360	598.0	1.0	27.0	4.4001E-05
420	596.0	2.0	29.0	4.0631E-05
480	595.0	1.0	30.0	3.6833E-05
600	590.0	5.0	35.0	3.4639E-05
720	587.0	3.0	38.0	3.1485E-05
900	583.0	4.0	42.0	2.8012E-05
1200	576.0	7.0	49.0	2.4781E-05
1500	570.0	6.0	55.0	2.2466E-05
1800	565.0	5.0	60.0	2.0590E-05
2100	560.0	5.0	65.0	1.9277E-05
2400	554.0	6.0	71.0	1.8610E-05
3000	545.0	9.0	80.0	1.7035E-05
3600	536.0	9.0	89.0	1.6044E-05
4200	528.0	8.0	97.0	1.5205E-05
5400	524.0	4.0	101.0	1.2405E-05

Valor de permeabilidade admitido (k): 5.15E-05 cm/s



Boletim com dados e resultados do ensaio *Lefranc* numa obra em Carcavelos, 2019 (Geotest, Lda.).

Anexo VIII – Critérios de análise dos ensaios *Lugeon*

BEHAVIOR	PRESSURE STAGES	LUGEON PATTERN	DESCRIPTION	REPRESENTATIVE LUGEON VALUE
LAMINAR			All Lugeon values about equal regardless of the water pressure	Average of Lugeon values for all stages
TURBULENT			Lugeon values decrease as the water pressures increase. The minimum Lugeon value is observed at the stage with the maximum water pressure	Lugeon value corresponding to the highest water pressure (3 rd stage)
DILATION			Lugeon values vary proportionally to the water pressures. The maximum Lugeon value is observed at the stage with the maximum water pressure	Lowest Lugeon value recorded, corresponding either to low or medium water pressures (1 st , 2 nd , 4 th , 5 th stage)
WASH-OUT			Lugeon values increase as the test proceeds. Discontinuities' infillings are progressively washed-out by the water	Highest Lugeon value recorded (5 th stage)
VOID FILLING			Lugeon values decrease as the test proceeds. Either non-persistent discontinuities are progressively being filled or swelling is taking place	Final Lugeon value (5 th stage)

Figura 1: Quadro sumário dos critérios para a interpretação dos ensaios do tipo *Lugeon* (proposto por Houlby, 1976).

BEHAVIOR	WATER LOSS VS PRESSURE PATTERN	DESCRIPTION	REPRESENTATIVE LUGEON VALUE
LAMINAR		All Lugeon values about equal regardless of the water pressure	Average of Lugeon values for all stages
TURBULENT		Lugeon values decrease as the water pressures increase. The minimum Lugeon value is observed at the stage with the maximum water pressure	Range of Lugeon values observed at water pressures expected during operation. If water pressure expected during operation is unknown use the value corresponding to the medium water pressure (2 nd or 4 th stage)
DILATION		Lugeon values vary proportionally to the water pressures. The maximum Lugeon value is observed at the stage with the maximum water pressure	Range of Lugeon values observed at water pressures expected during operation. If water pressure expected during operation is unknown use the value corresponding to either low or medium water pressures (1 st , 2 nd , 4 th , or 5 th stage)
WASH-OUT		Lugeon values increase as the test proceeds. Discontinuities' infillings are progressively washed-out by the water	Highest Lugeon value recorded (5 th stage)
VOID FILLING		Lugeon values decrease as the test proceeds. Either non-persistent discontinuities are progressively being filled or swelling is taking place	Use final Lugeon value (5 th stage), provided that presence of non-persistent discontinuities and/or occurrence of swelling is confirmed by observation of rock core.

Figura 2: Proposta de procedimento de interpretação do ensaio Lugeon comparando a variação de pressão com o caudal usado (Quinones-Rozo, 2010).

Anexo IX – Boletim de ensaio pelo método *Slug Test*



Ensaio SLUG TEST

PROJETO			
Designação			
Cliente	GEOTEST, Lda.		
Localidade	Lisboa		
Técnico responsável			
PONTO DE ENSAIO			
Designação	S1	Data de execução	29/30-10-2019
Hora de início	09:15	Hora de final	10:00 (30-10)
ENSAIO – NÍVEIS (m)			
Nível Freático medido	8.80	Profundidade do <i>diver</i>	10.30
Coluna de água inicial	1.50	Deslocamento máximo	6.96
Espessura do aquífero	15	Kv/Kh	0.1
Distância do ralo ao NF	0	Comprimento do ralo	12
ENSAIO – DIÂMETROS (cm)			
Raio interno tubagem	2.5	Raio do equipamento	0
Raio do obturador	0	Raio total (tubo+filtro)	4.9
Raio de influência finita	4.9	Resultados úteis (#)	43061
RESULTADOS			
Data processamento	31.10.2019	K (m/s)	5.9×10^{-9}
GRÁFICO			
OBSERVAÇÕES			

Figura 0.1 Boletim com resultados do ensaio *Slug Test* realizado em lisboa, 2019 (Brownfield Engineerin).

Anexo XI – Classificações de Solos

CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS: Sugestão do Highway Research Board-HRB adotada pela AASHTO

Classificação Geral	Materiais granulares (35% ou menos passando na peneira nº 200)							Materiais siltosos e argilosos (mais de 35% passando na peneira nº 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 / A-7-6
Peneiração: % que passa: Nº 10 Nº 40 Nº 200 (p)	50 máx. 30 máx. 15 máx.	50 máx. 25 máx.	51 mín. 10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características da fração que passa nº 40 Limite de Liquidez - LL (%) Índice de Plasticidade IP (%)				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de Grupo	0		0	0		4 máx.		8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais que predominam	Pedra Britada pedregulho e areia		Areia fina	Areia e areia silosa ou argilosa				Solos Siltosos		Solos argilosos	
Comportamento geral como subleito	Excelente a bom							Fraco a pobre			

Processo de classificação: Com os dados de laboratório, iniciar a classificação da esquerda para a direita, por eliminação.

O primeiro grupo da esquerda que satisfazer os dados será o grupo procurado.

SOLOS A-7: Se $IP \leq LL - 30$, será A-7-5; Se $IP > LL - 30$, será A-7-6.

Índice de Grupo (IG): $IG = 0,2 \cdot a + 0,005 \cdot a \cdot c + 0,01 \cdot b \cdot d$

Onde:

p: teor de silte + argila do solo, ou seja, a porcentagem que passa na peneira nº 200.

$a = p - 35$ (se $p > 75\%$, adota-se 75 e se $p < 35\%$, adota-se 35)

a varia de 0 a 40 e 0,2 . a varia de 0 a 8.

$b = p - 15$ (se $p > 55\%$, adota-se 55 e se $p < 15\%$, adota-se 15)

b varia de 0 a 40 e 0,01 . $b \cdot d$ varia de 0 a 8.

$c = LL - 40$ (se $LL > 60\%$, adota-se 60 e se $LL < 40\%$, adota-se 40)

c varia de 0 a 20 e 0,005 . $a \cdot c$ varia de 0 a 4.

$d = IP - 10$ (se $IP > 30$, adota-se 30 e se $IP < 10$, adota-se 10)

d varia de 0 a 20 e 0,01 . $b \cdot d$ varia de 0 a 8.

$IG_{\min.} = 0$

$IG_{\max.} = 20$

IG - o resultado final obtido deve ser um nº inteiro - aproximação para o nº inteiro acima.

Fonte: Manual de Técnicas de Pavimentação

Figura 1: Classificação para fins rodoviários, AASHTO (com base no anexo 5 da norma E240_1970).

Critérios para designação dos símbolos e nome dos grupos utilizando ensaios de laboratório (a)				Classificação do solo		
				Símbolo do grupo	Nome do grupo (b)	
SOLOS GROSSOS	Cascalho mais de 50% da fracção grossa retida no peneiro n° 4	Cascalhos limpos (c)	$C_U \geq 4$ e $1 \leq C_C \leq 3$ (e)	GW	Cascalho bem graduado (f)	
		Menos de 5% de finos	$C_U < 4$ e/ou $1 > C_C > 3$ (e)	GP	Cascalho mal graduado (f)	
		Cascalhos com finos (c)	Finos classificados como ML ou MH	GM	Cascalho silteoso (f), (g), (h)	
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	GC	Cascalho argiloso (f), (g), (h)	
	mais de 50% retido no peneiro n° 200	Areias 50% ou mais da fracção grossa passa no peneiro n° 4	Areias limpas (d)	$C_U \geq 6$ e $1 \leq C_C \leq 3$ (e)	SW	Areia bem graduada (i)
			Menos de 5% de finos	$C_U < 6$ e/ou $1 > C_C > 3$ (e)	SP	Areia mal graduada (i)
			Areias com finos (d)	Finos classificados como ML ou MH	SM	Areia silteosa (g), (h), (i)
			Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	SC	Areia argilosa (g), (h), (i)
SOLOS FINOS	50% ou mais passado no peneiro n° 200	Siltos e Argilas $w_L < 50\%$	Inorgânico	IP > 7 e situa-se na linha A ou acima desta (j)	CL	Argila magra (k), (l), (m)
				IP < 4 ou situa-se abaixo da linha A (j)	ML	Silte (k), (l), (m)
			Orgânico	$\frac{W_L(\text{seco em estufa})}{W_L(\text{sem secagem})} < 0,75$	OL	Argila orgânica (k), (l), (m), (n) Silte orgânico (k), (l), (m), (o)
			Siltos e Argilas $w_L \geq 50\%$	Inorgânico	IP situa-se na linha A ou acima desta	CH
		IP situa-se abaixo da linha A		MH	Silte elástico (k), (l), (m)	
		Orgânico	$\frac{W_L - \text{seco em estufa}}{W_L - \text{sem secagem}} < 0,75$	OH	Argila orgânica (k), (l), (m), (p) Silte orgânico (k), (l), (m), (q)	
Solos altamente orgânicos, principalmente matéria orgânica, cor escura e odor orgânico				Pt	Turfa	

Figura 2: Classificação Unificada (ASTM D 2487-85).

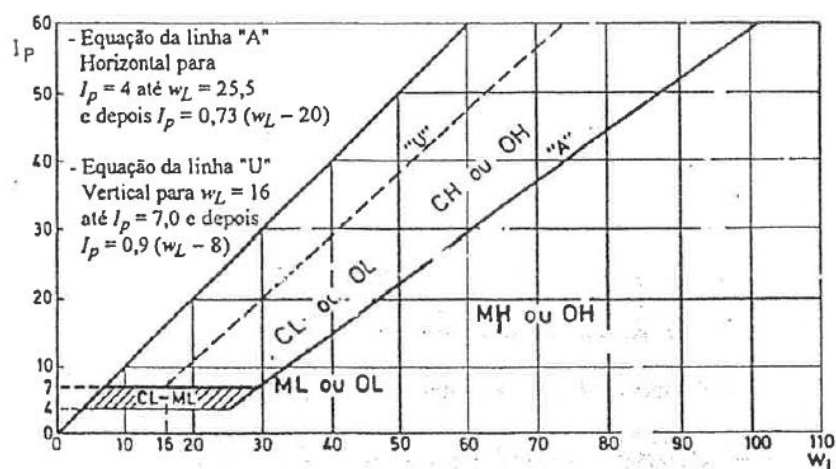
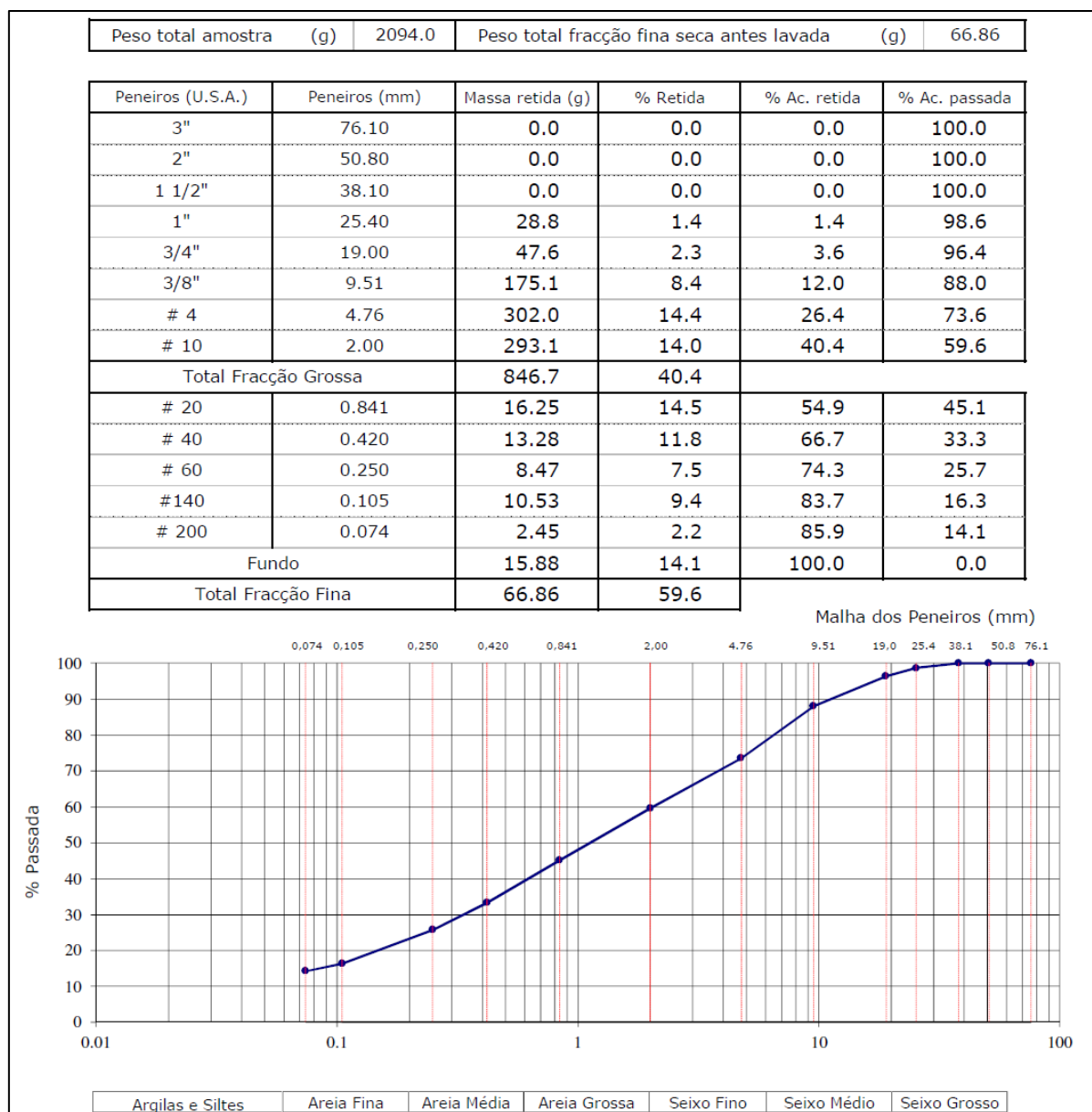


Figura 3: Gráfico de Plasticidade de Casagrande

Anexo XII – Boletim da análise Granulométrica por Peneiração Húmida



Boletim com os resultados da Análise Granulométrica por Peneiração Húmida, sobre uma amostra remexida de solo, de uma obra na Praça de Espanha, segundo a norma LNEC E-196 (Geotest, Lda.).

Anexo XIII – Boletins da análise Granulométrica por Peneiração e Sedimentação

DADOS DA SEDIMENTAÇÃO		
Nº Proveta		1
Nº Densímetro		152H-996256
Correcção do menisco	C_M	1.2
Antifloculante		Hexametáfosfato de sódio
Correcção do antifloculante	C_A	4.0
Densidade das Partículas	$G^{(1)}$	2.55
Factor corr. densid. partículas	A	1.0243
Temperatura média do ensaio	T	26.2
Factor $f(G,T)$	K	0.013120
Provete seco após pré-tratamento (g)		45.87
(1) - Valor da densidade das partículas determinado por ensaio - ver boletim anexo ao processo.		

CÁLCULOS									
Tempo	Temperat	Corr Temp	Leit Densím	Z	Zt	Leit Corr	Diâm	nD	ND
min	°C	C_T	L_S	cm	cm/min	L_C	mm	%	%
1	27.5	2.25	29.0	11.356	11.3558	28.45	0.0442	63.53	51.0
2	27.5	2.25	27.0	11.685	5.8427	26.45	0.0317	59.07	47.4
5	27.3	2.15	25.0	12.015	2.4030	24.35	0.0203	54.38	43.6
15	27.0	2.00	23.0	12.345	0.8230	22.20	0.0119	49.58	39.8
30	26.5	1.83	22.0	12.509	0.4170	21.03	0.0085	46.95	37.7
60	26.0	1.65	20.0	12.839	0.2140	18.85	0.0061	42.09	33.8
250	25.2	1.37	18.0	13.169	0.0527	16.57	0.0030	37.00	29.7
1440	24.3	1.09	15.5	13.581	0.0094	13.79	0.0013	30.80	24.7
2880	24.2	1.06	15.0	13.663	0.0047	13.26	0.0009	29.61	23.8

Figura 1: Valores medidos durante o processo de sedimentação, para a Análise Granulométrica por Peneiração e Sedimentação, sobre uma amostra remexida de solo, de uma obra na Praça de Espanha (Geotest, Lda.).

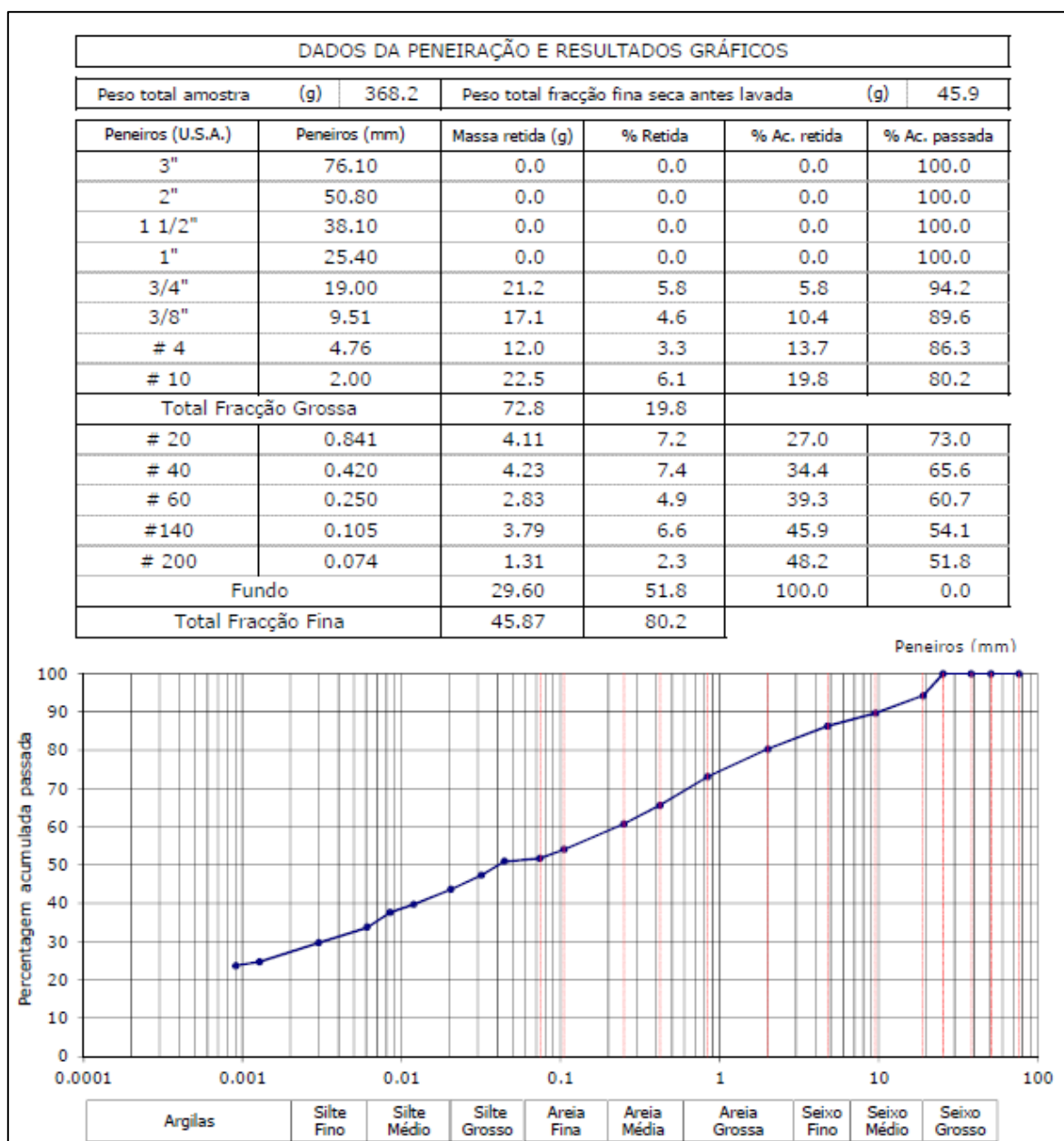
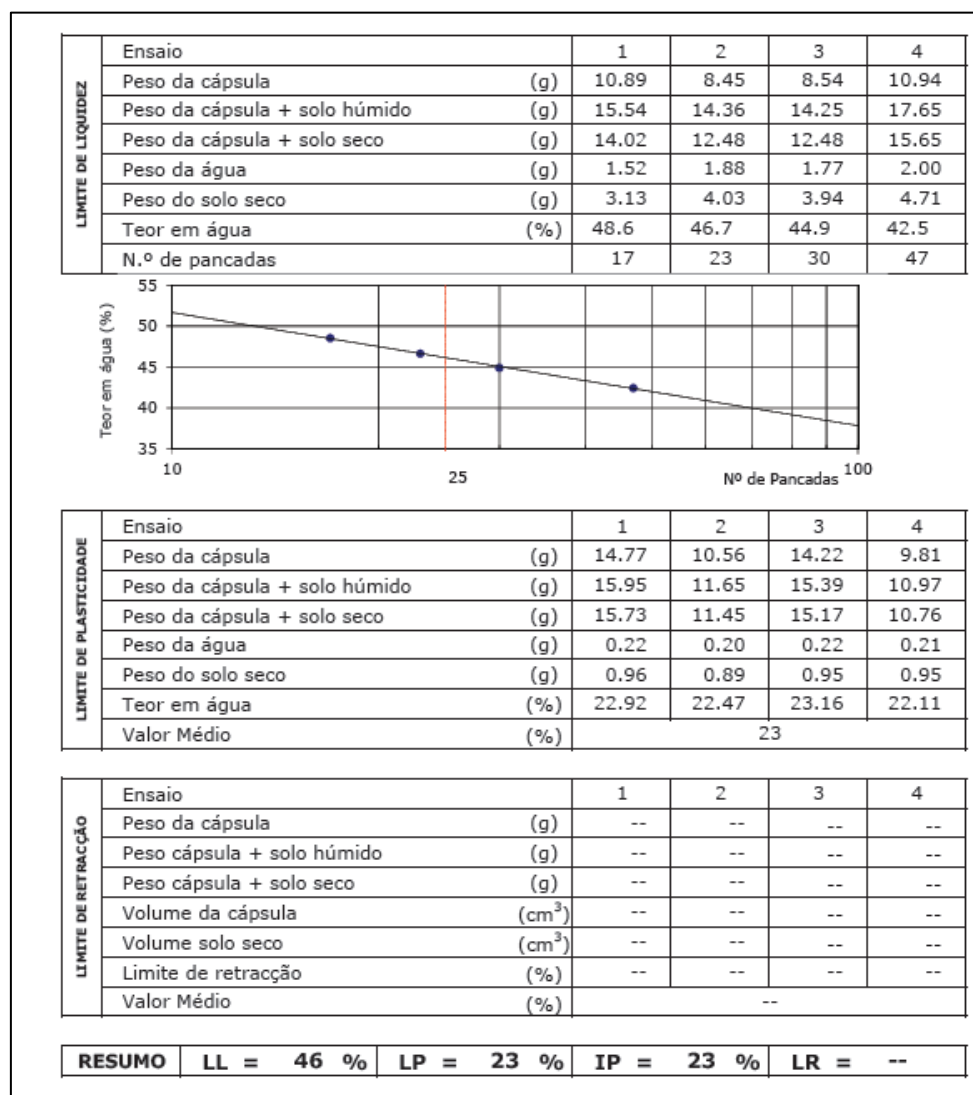


Figura 2: Boletim com os resultados da Análise Granulométrica por Peneiração e Sedimentação, sobre uma amostra remexida de solo, de uma obra na Praça de Espanha, segundo a norma LNEC E-196 (Geotest, Lda.).

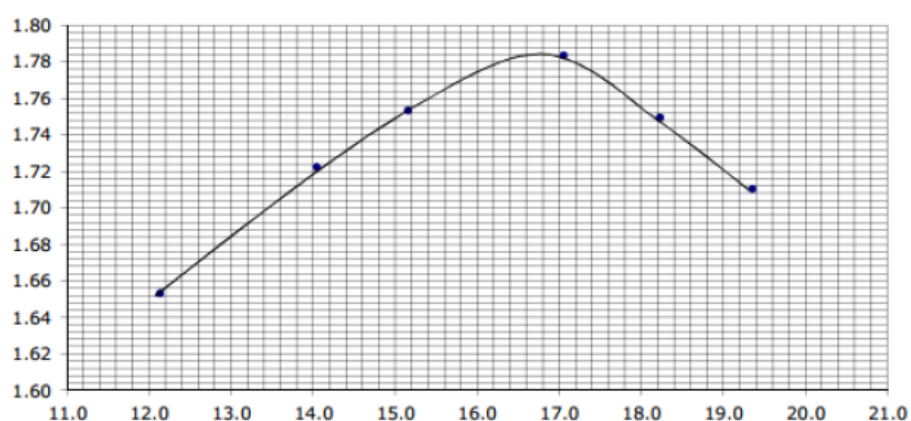
Anexo XIV – Boletim da determinação dos Limites de Consistência



Boletim com os resultados da Determinação de Limites de Consistência, sobre uma amostra remexida de solo, de uma obra na Praça de Espanha, segundo a norma NP-143 (Geotest, Lda.).

Anexo XV – Boletim de ensaio de compactação - Proctor

Compactação Pesada em Molde Grande													
Volume molde (cm ³)	2071		2071		2071		2071		2071		2071		--
Peso molde (g)	2909		2909		2909		2909		2909		2909		--
Peso molde + solo húm. (g)	6748		6977		7091		7233		7193		7137		--
Peso solo húmido (g)	3839		4068		4182		4324		4284		4228		--
Baridade húmida (g/cm ³)	1.85		1.96		2.02		2.09		2.07		2.04		--
Cápsula nº	238	403	261	360	249	319	210	214	201	242	271	344	--
Peso cápsula (g)	20.92	37.31	20.64	36.95	32.76	34.99	36.23	33.22	36.31	34.90	35.89	34.57	--
Peso cáps. + solo húmido (g)	228.82	253.99	260.45	274.12	225.64	213.00	235.24	224.37	227.60	248.18	254.15	200.88	--
Peso cáps. com solo seco (g)	205.61	231.29	230.94	244.90	199.79	190.00	205.94	196.82	198.86	214.47	218.95	173.76	--
Peso água (g)	23.21	22.70	29.51	29.22	25.85	23.00	29.30	27.55	28.74	33.71	35.20	27.12	--
Peso solo seco (g)	184.69	193.98	210.30	207.95	167.03	155.01	169.71	163.60	162.55	179.57	183.06	139.19	--
Teor em água (%)	12.6	11.7	14.0	14.1	15.5	14.8	17.3	16.8	17.7	18.8	19.2	19.5	--
Teor em água (média) (%)	12.1		14.0		15.2		17.1		18.2		19.4		--
Baridade seca (g/cm ³)	1.65		1.72		1.75		1.78		1.75		1.71		--



RESULTADOS OBTIDOS			
Baridade Seca Máxima	$\gamma_{d\text{máx}}$	(g/cm ³)	1.78
Teor em Água Ótimo	W_{opt}	(%)	16.7

Boletim dos resultados do ensaio Proctor e respetiva curva de compactação (Geotest, Lda.).

Anexo XVI – Boletins de ensaio CBR

Os resultados apresentados referem-se exclusivamente à amostra e respectivo ensaio discriminados. A sua reprodução é apenas permitida na íntegra, salvo expressa autorização da GEOTEST.

COMPACTAÇÃO

COMPACTAÇÃO												
Nº pancadas por camada	12	25	55	Molde	nº	16		24		27		
Molde	nº	16	24	27	Cápsula	nº	242	370	207	317	251	270
Volume do molde	(cm³)	2068	2060	2056	Peso da cápsula	(g)	34.89	35.61	37.05	37.63	20.74	37.37
Peso do molde	(g)	7471	7513	7861	Peso da cáps. + solo húm.(g)		227.31	268.36	239.29	225.71	294.86	280.23
Peso do solo	(g)	5400	5400	5400	Peso da cáps. + solo seco (g)		214.70	254.28	225.98	213.58	278.64	265.26
Água misturada	(ml)	334.8	334.8	334.8	Peso da água	(g)	12.61	14.08	13.31	12.13	16.22	14.97
Peso do molde + solo húm(g)		12010	12224	12751	Peso do solo seco (g)		179.81	218.67	188.93	175.95	257.90	227.89
Peso do solo húmido	(g)	4539	4711	4890	Teor em água	(%)	7.0	6.4	7.0	6.9	6.3	6.6
Baridade húmida	(g/cm³)	2.19	2.29	2.38	Teor em água médio	(%)	6.7		7.0		6.4	
					Baridade seca	(g/cm³)	2.06		2.14		2.23	
					Grau de compactação	(%)	91		95		99	

EMBEBIÇÃO

Molde nº	16	24	27	Molde nº	16	24	27
Leit. inicial (mm) / Data	10.00 / 7-dez	0.00 / 7-dez	13.00 / 7-dez	Altura final do molde + solo (mm)	114.9	115.0	115.0
Leit. final (mm) / Data	10.85 / 11-dez	0.95 / 11-dez	13.95 / 11-dez	Expansão (mm)	0.85	0.95	0.95
				Expansão relativa (mm)	0.75	0.83	0.83
				Peso do molde + solo saturado (g)	12254	12246	12765
				Peso do solo saturado (g)	4783	4733	4904
				Peso da água absorvida (g)	244	22	14
				Baridade húmida (%)	2.30	2.27	2.35

PENETRAÇÃO

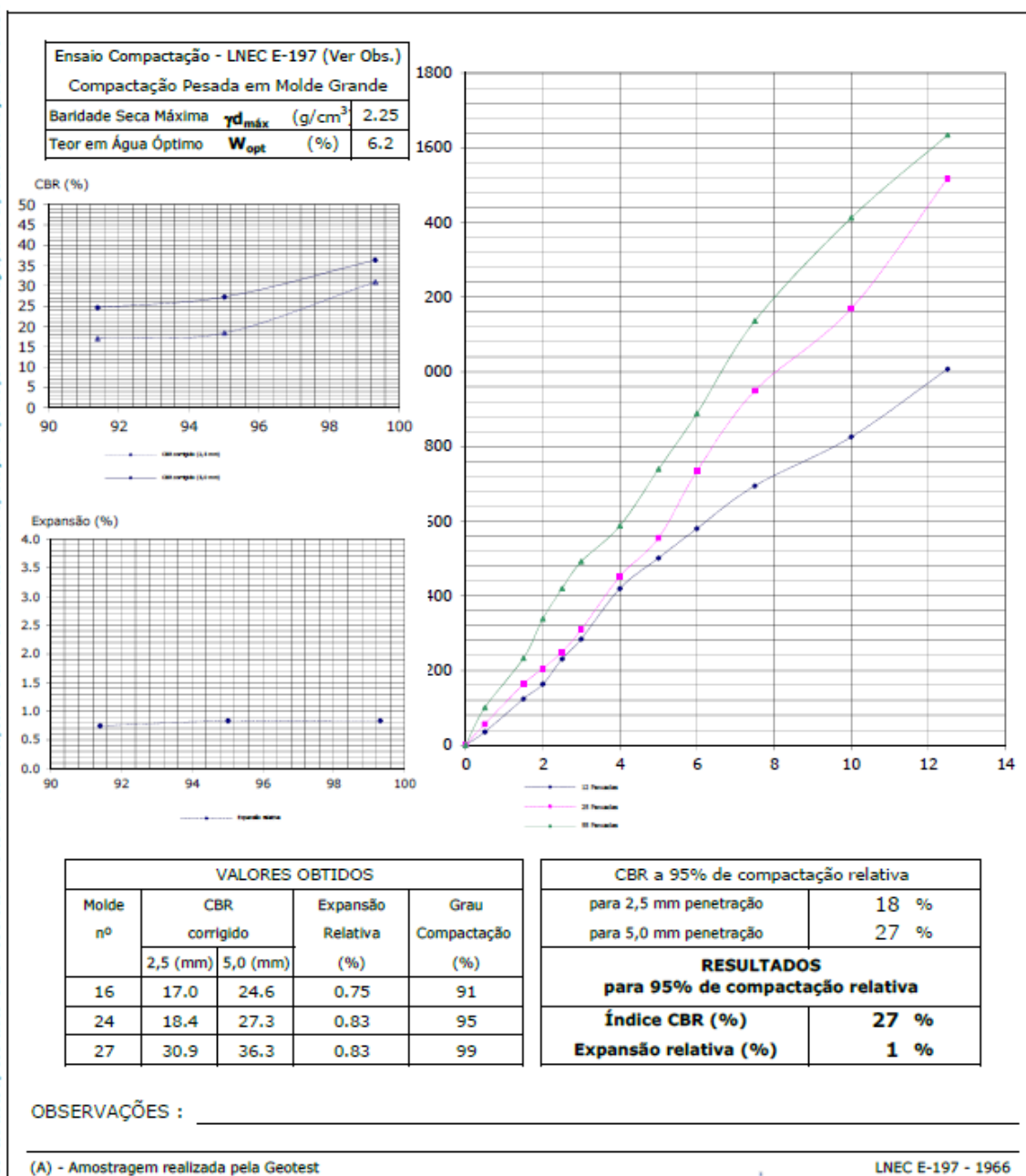
Molde	nº	16	24	27
Penetração (mm)		Força (kgf)		
0.5		36	56	101
1.5		124	163	233
2.0		163	205	338
2.5		231	249	419
3.0		284	310	492
4.0		419	452	587
5.0		501	555	739
6.0		580	734	889
7.5		695	949	1136
10.0		825	1169	1412
12.5		1008	1518	1634

Molde	nº	16		24		27	
Cápsula	nº	148	156	143	190	150	401
Peso da cápsula	(g)	28.35	28.70	28.60	32.84	29.08	37.13
Peso da cáps. + solo húm.(g)		161.84	178.01	150.54	197.88	177.05	199.60
Peso da cáps. + solo seco (g)		153.44	167.48	142.83	187.06	168.11	189.47
Peso da água	(g)	8.40	10.53	7.71	10.82	8.94	10.13
Peso do solo seco	(g)	125.09	138.78	114.23	154.22	139.03	152.34
Teor em água	(%)	6.7	7.6	6.7	7.0	6.4	6.6
Teor em água médio	(%)	7.2		6.9		6.5	
Baridade seca	(g/cm3)	2.14		2.12		2.21	
Grau de compactação	(%)	95		94		98	

OBSERVAÇÕES :

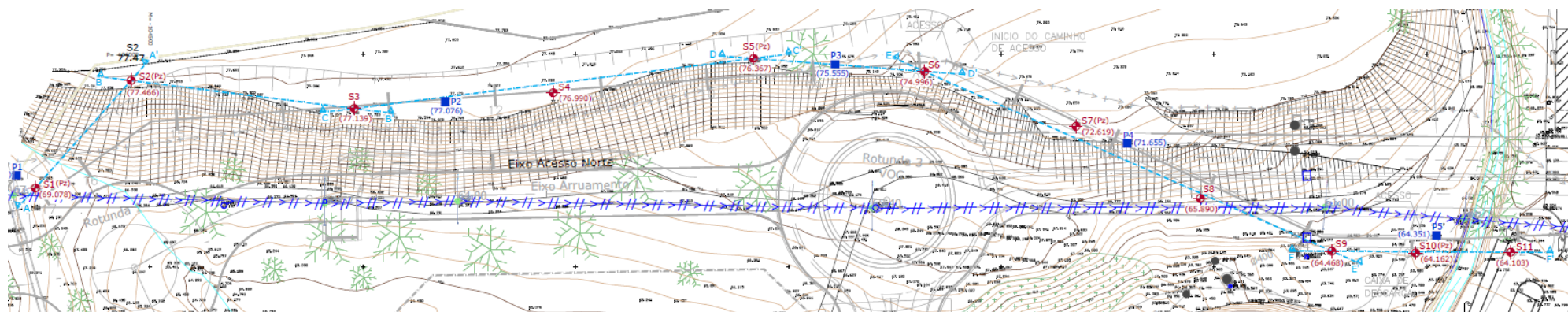
(A) - Amostragem realizada pela Geotest

Resultados obtidos no ensaio CBR sobre uma amostra de solo, de uma obra no Parque das Nações, em 2017 (Geotest, Lda.).



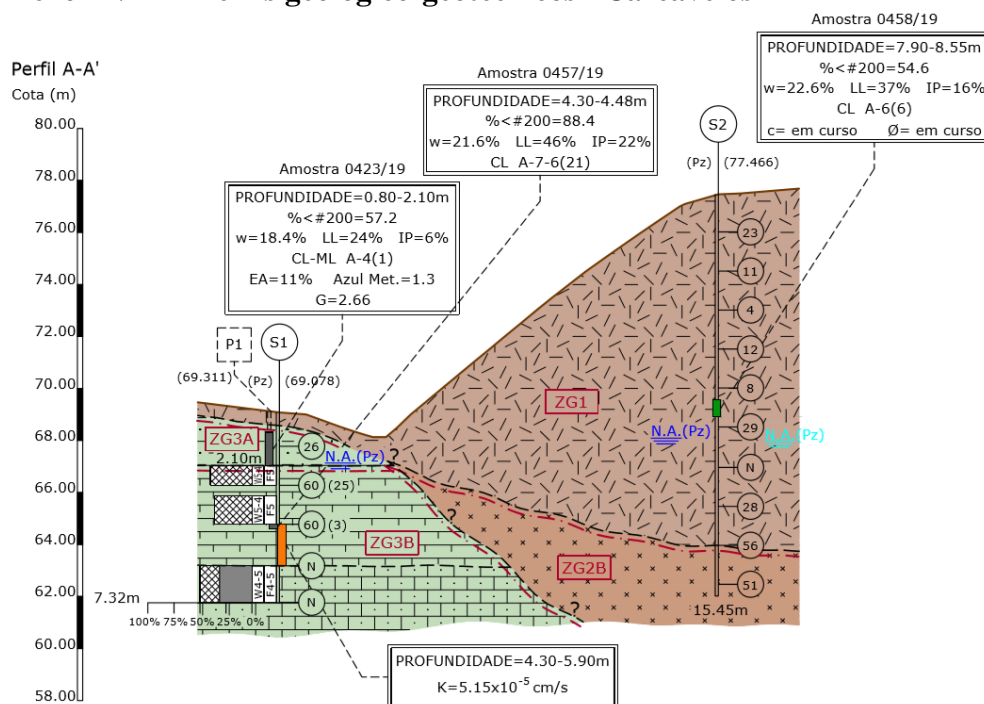
Cálculo do valor CBR e apresentação dos resultados finais, de uma amostra de solo, de um obra no Parque das Nações, em 2017 (Geotest, Lda.).

Anexo XVII - Planta de Localização - Carcavelos

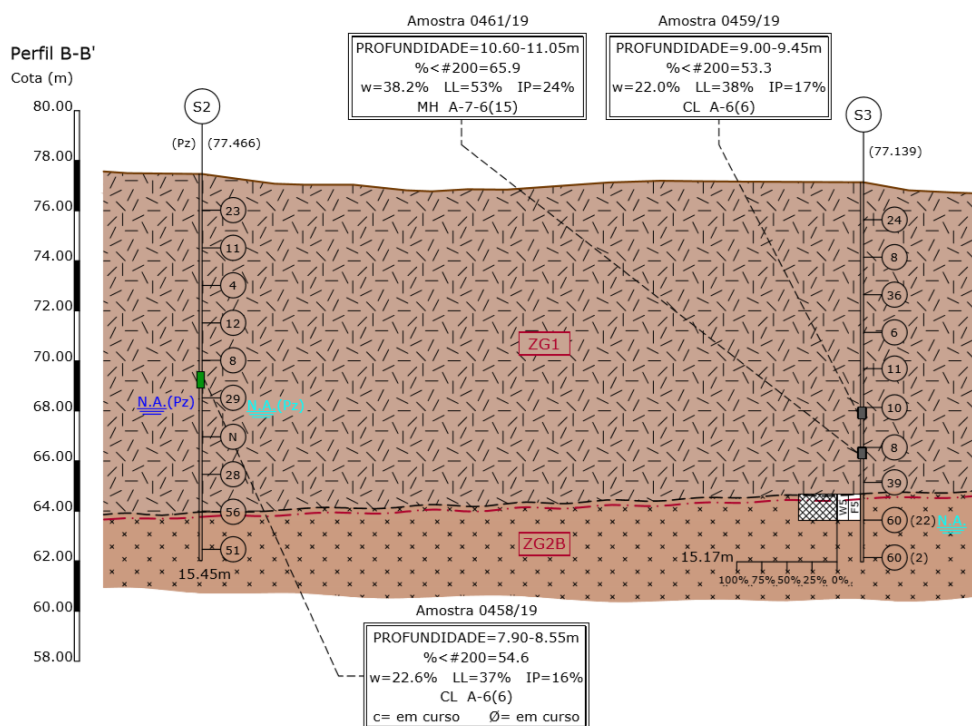


Planta com a localização dos seis perfis geológicos e geotécnicos, sem escala - Carcavelos (Geotest, Lda.).

Anexo XVIII - Perfis geológico-geotécnicos - Carcavelos

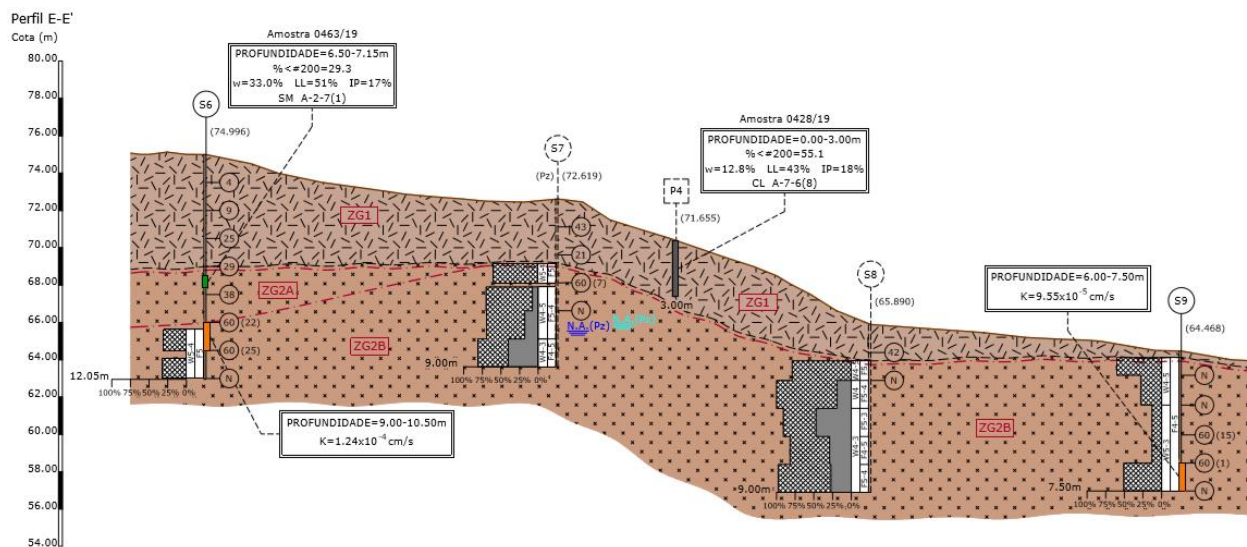


Perfil geológico e geotécnico A-A' – Carcavelos (Geotest, Lda.).

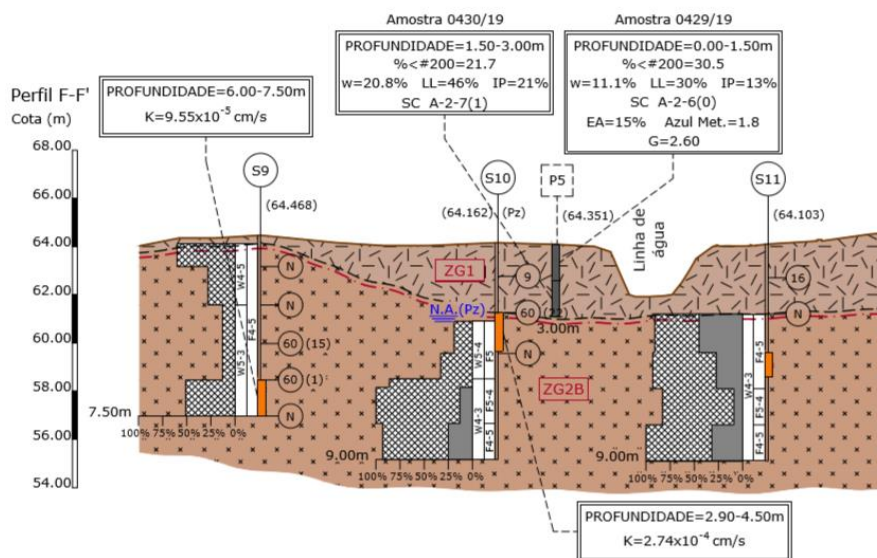


Perfil geológico e geotécnico B-B' – Carcavelos (Geotest, Lda.).





Perfil geológico e geotécnico E-E' - Carcavelos (Geotest, Lda.).



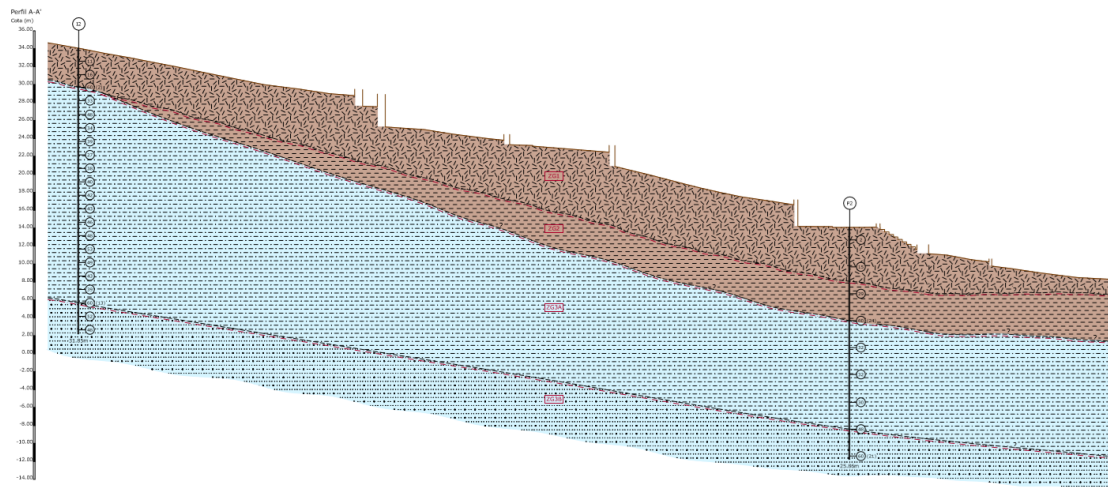
Perfil geológico e geotécnico F-F' - Carcavelos (Geotest, Lda.).

Anexo XIX - Planta de Localização – Vila Franca de Xira

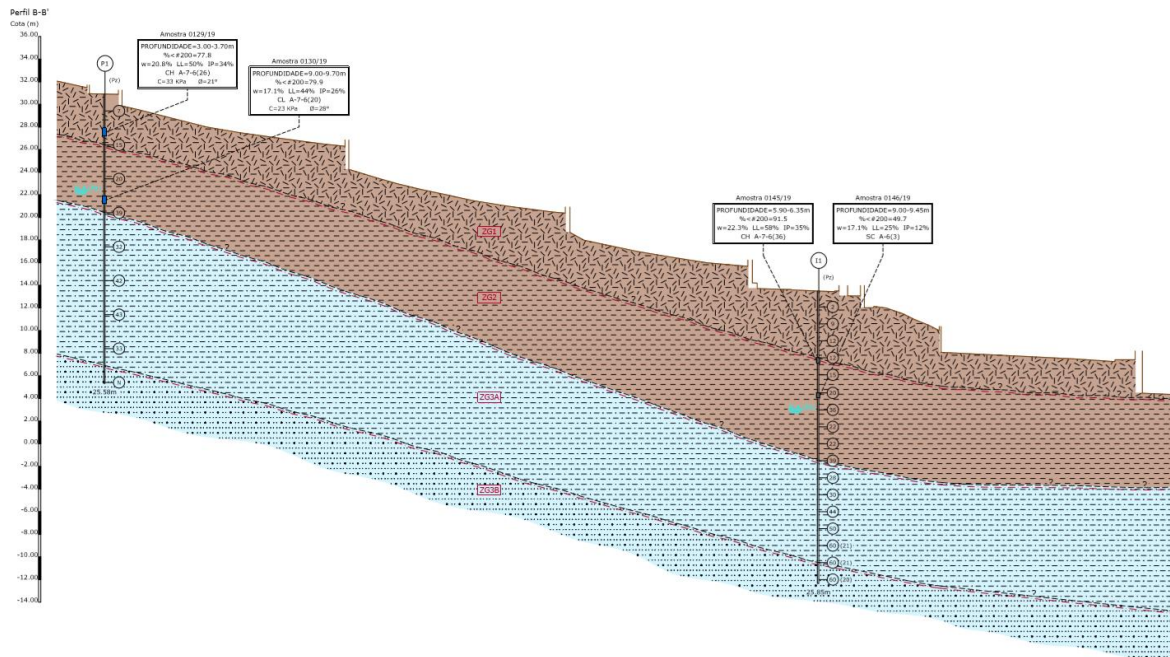


Planta com a localização dos cinco perfis geológicos e geotécnicos, sem escala - V.F. Xira (Geotest, Lda.).

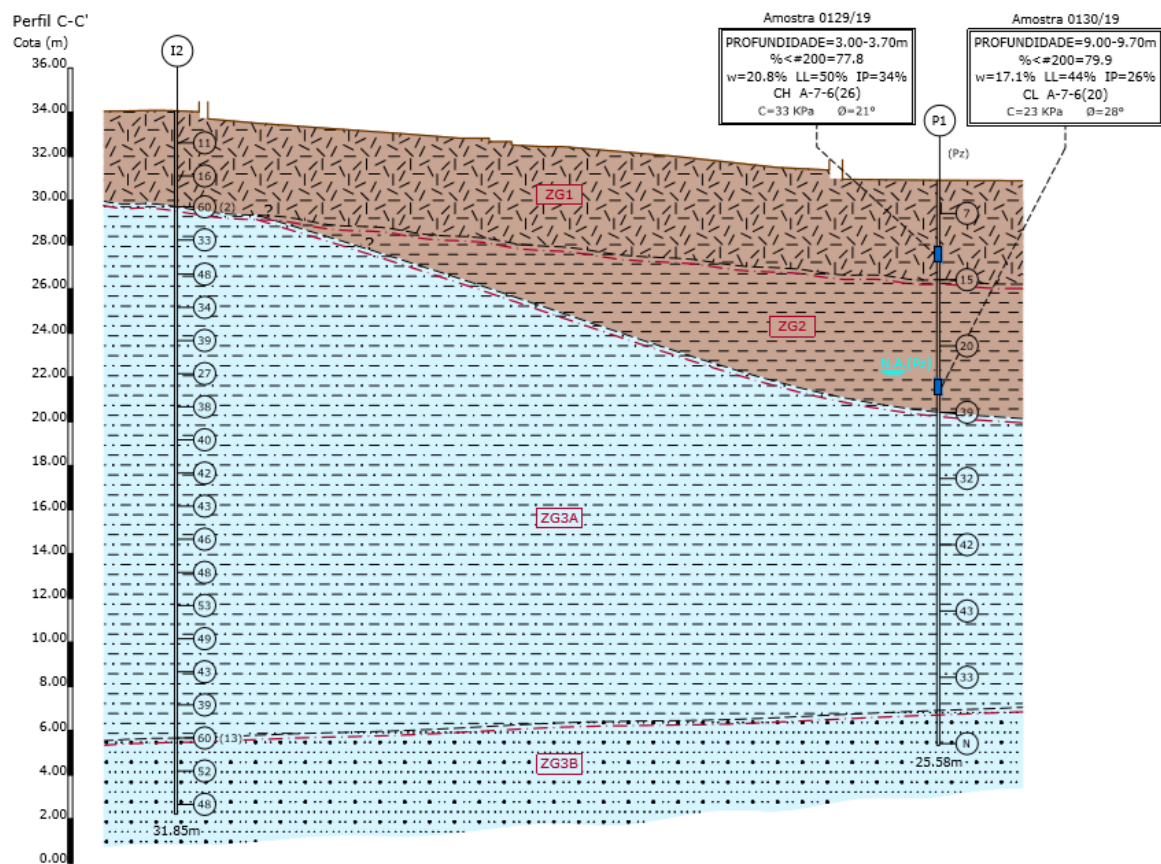
Anexo XX - Perfis geológico-geotécnicos – Vila Franca de Xira



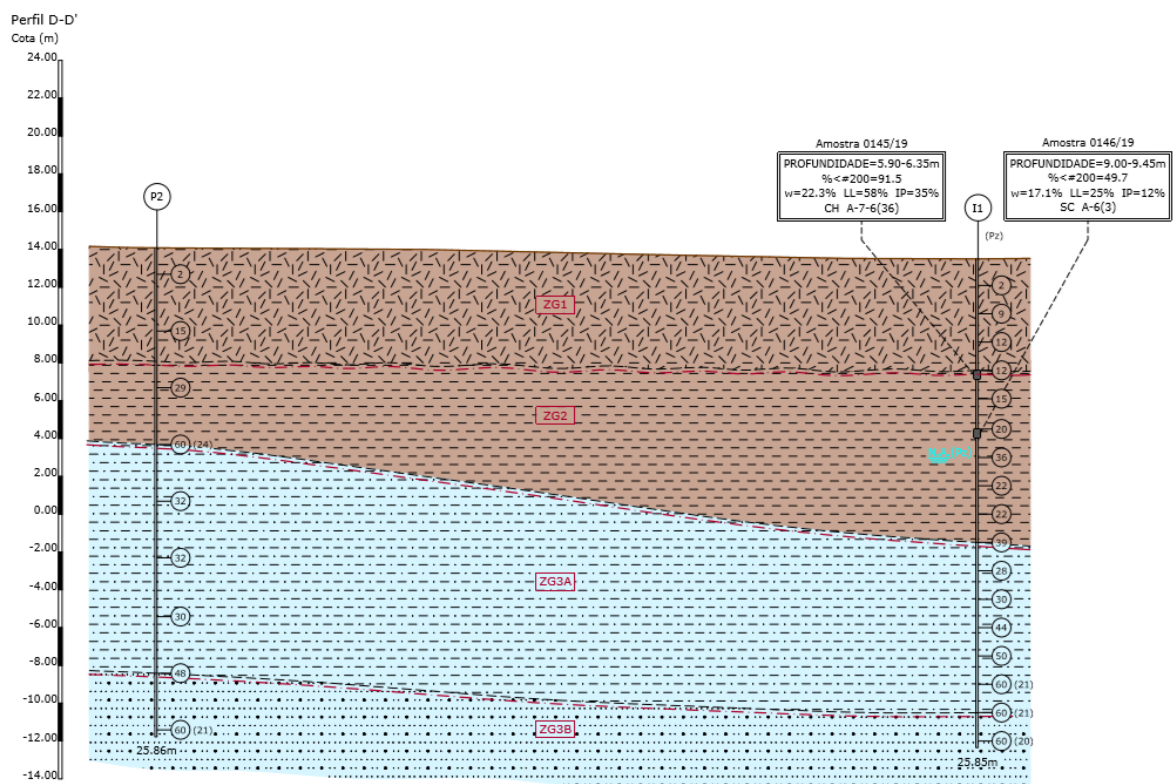
Perfil geológico e geotécnico A-A' - V.F. Xira (Geotest, Lda.).



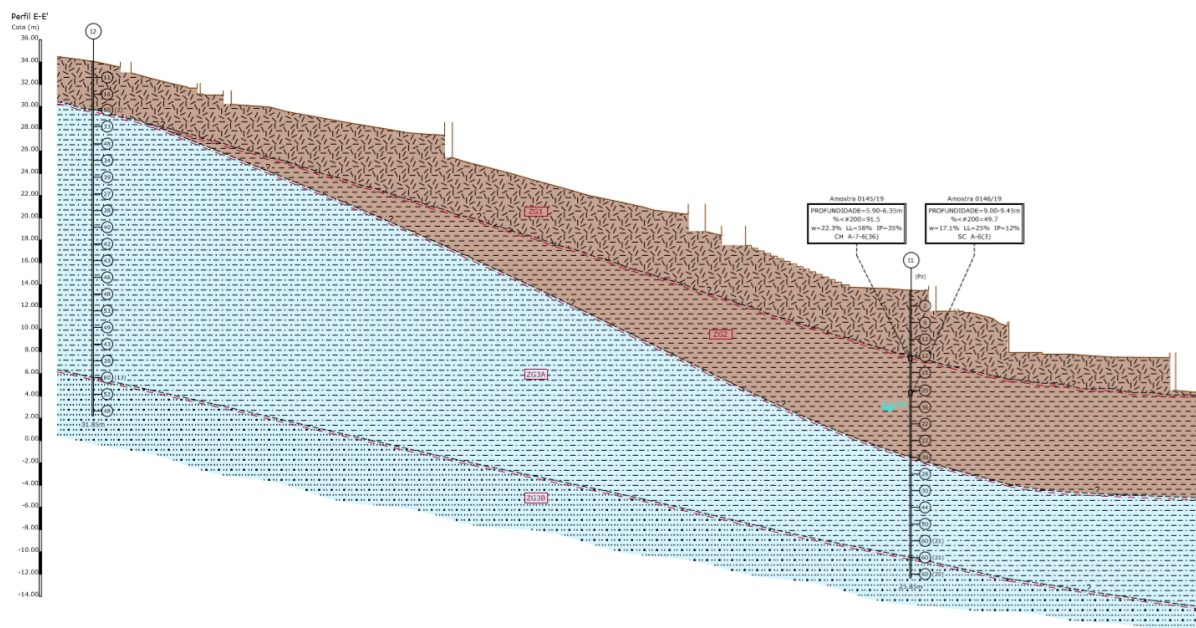
Perfil geológico e geotécnico B-B' - V.F. Xira (Geotest, Lda.).



Perfil geológico e geotécnico C-C' - V.F. Xira (Geotest, Lda.).



Perfil geológico e geotécnico D-D' - V.F. Xira (Geotest, Lda.).



Perfil geológico e geotécnico E-E' - V.F. Xira (Geotest, Lda.).